



Faculté des Sciences de l'Ingénieur Année 2006

Département de Génie Civil

MEMOIRE

Présenté en vue de l'obtention du diplôme de MAGISTER

**Etude Expérimentale
Du Comportement Des Poteaux Creux
Rectangulaires Courts En Acier
Remplis De Béton A Base
De Laitier Cristallisée
(cas de la compression)**

Option

Matériaux et Structure

Par

Mr N. FERHOUNE

DIRECTEUR DE MEMOIRE : M^r. J. ZEGHICHE M.C. Univ. de Annaba

DEVANT LE JURY

PRESIDENT : M^r. K. DJEGHABA M. de Conférence Univ. de Annaba

EXAMINATEURS : M^r. Y. HADIDANE M. de Conférence Univ. de Annaba

M^r B. BOUSSALEM M. de Conférence Univ. de Constantine

INVITÉ : M^r N.DJABBAR M. de Conférence Univ. de Constantine

Résumé

La pratique actuelle montre que la construction mixte s'avère tout a fait compétitive vis-à-vis des constructions en acier comme des constructions en béton, elle est entré dans une concurrence avec ces deux dernier afin d'améliorer la résistance et l'économie des ouvrages.

Dans cette étude huit éprouvettes en acier doux de section rectangulaire (100×70×2.5 mm) en double U soudée et d'élançement (200, 300, 400, 500)mm ont été testés sous la compression axial centré en utilisant une presse de compression hydraulique dans le laboratoire de genie civil a l'université d'Annaba. La moitié de ces spécimens est vide, l'autre moitié est remplis de béton âgés de 3ans a base de laitier cristallisée concassée (gravier remplacé par laitier) .

Les paramètres pris en compte dans cette étude sont l'élançement des spécimens et l'âge du béton. Les résultats ont montrés l'influence de ces paramètres sur le comportement et sur la résistance des échantillons.

Les résultats expérimentaux enregistrés ont été comparés avec ceux données par les prédictions de règlement Eurocode3 pour les tubes vides et l'Eurocode4 pour les tubes pleins. L'EC3 surestimation la capacité portante des tubes vides de 71% a 79%, une bonne concordance des résultats est obtenue pour l'EC4 ce qui implique que l'EC4 est du coté de sécurité pour le cas de ces spécimens.

Une comparaison est faite avec des résultats expérimentaux réaliser après 28 jours de coulage du béton par (J.Zeghiche et d'autre en 2003) a montré l'influence positive du temps sur la résistance des échantillons pleins. Un programme en fortran est développer en supposant que la déformé de l'acier est sinusoïdal afin de valider les résultats expérimentaux a montrer sa sur estimation de la capacité portante des spécimens par rapport aux testes.

TABLE DE MATIERE

Résumé

Chapitre I : Aperçu Historique Des Travaux Réalisés Sur Les Poteaux Mixtes

I.1. Introduction Générale	1
I.2. Les Structures Mixtes Acier-Béton	1
I.3. Définitions et différents types de poteaux mixtes	2
I.4. Résumé De Quelques Articles De Recherche	3
Conclusion	6

Chapitre II : Instabilité Des Structures

II.1. Principaux mode de ruine d'une structure	8
II.2. Théorie d'instabilité des colonnes	9

Chapitre III : Les Poteaux En Profil Métallique

III.1. Description technologique	15
III.2. Comportement des pièces comprimées courtes	15
III.3. Effets des contraintes résiduelles	
III.4. Comportement mécanique des poteaux moyennement ou fortement élancés	18
III.5. Différence de comportement en fonction de l'élancement	23
III.6. Relation Moment - Charge Axial – Courbure (M-P- Φ)	24

Chapitre IV : Les Poteaux Mixtes Acier – Béton

IV.1. Méthodes de calcul	33
IV.2. Voilement local des parois des éléments structuraux en acier	33
IV.3. Hypothèses et limitations de la méthode simplifiée	34
IV.4. Résistance des sections transversales aux charges axiales	35
IV.5. Elancement réduit	36
IV.6. Résistance des poteaux mixtes en compression axiale	38
IV.7. Calcul de la charge limite selon l'eurocode3 et 4	38

Chapitre V : Ductilité et confinement du béton

V.1. Introduction	41
V.2. Confinement du béton - armature de confinement	41
V.3. Modélisation	42

V.4. Ductilité locale et notion de longueur de confinement	47
Chapitre VI : Comportement Mécanique Du Béton Et Critères De Ruptures	
VI.1. Comportement mécanique du béton	53
VI.2. Critères de rupture	61
Chapitre VII : Compréhension De Comportement Linéaire Des Profils Creux Et Remplis Du Béton	
VII.1. Rappel sur la théorie d'élasticité	66
VII.2. Présentation Des Résultats	70
Conclusion	75
Chapitre VIII : Partie Expérimentale	
VIII.1. Introduction	77
VIII.2. Caractéristique de l'acier utilisé	78
VIII.3. Composition du béton utilisé	78
VIII.4. Condition de préparation et de conservation des échantillons	78
VIII.5. Procédure de collage des jauges	78
VIII.6. Etalonnage de la machine de compression	80
VIII.7. Essais de compression directe	80
Chapitre IX : Développement D'un Programme En Fortran DEFSIN	
IX.1 Principe de la méthode	92
IX.2 Présentation Des Résultats	95
Discussion	97
Conclusion	101
Recommandations	102
Références Bibliographique	

NOTATION

σ_a	contrainte dans l'acier
σ_b	contrainte dans le béton
ε_L	déformation longitudinale
ε_T	déformation transversale
N_{cr}	charge critique d'Euler
f_y	contrainte d'écoulement de l'acier
σ_{b28}	contrainte dans le béton a 28 jours
E	module de Young
σ_{ri}	contrainte résiduelle
N_{pl}	force de plastification
λ	élancement d'un élément
$\bar{\lambda}$	élancement réduit d'un élément
$N_{b.Rd}$	résistance d'un élément susceptible de flamber par flexion
A_{eff}	section effective
h, b, t	hauteur, largeur et épaisseur d'une section
M, P, Φ	moment, charge et courbure d'une section
i	rayon de giration d'une section
M_p	moment plastique d'une section
δ	Rapport de contribution de l'acier
$N_{pl.Rd}$	résistance d'une section transversale sous une charge axiale de compression

A_a, A_c, A_s les aires des sections transversales de l'acier de construction, du béton et de l'armature

f_{ck} résistance en compression du béton

f_{sk} contrainte d'écoulement dans les armatures

I_a, I_c, I_s les moments d'inertie de flexion pour le plan de flexion considéré de l'acier de construction, du béton et de l'armature

E_{cm} module sécant du béton

f'_{cc} et ε_{cc} désignent respectivement la résistance maximale et la déformation correspondante sous l'action d'une pression hydrostatique latérale

f'_{co} et ε_{co} désignent respectivement la résistance du béton non confiné et la déformation correspondante

L_p longueur de confinement

σ_{oct} contrainte octaédrique

J_1, J_2, J_3 invariants du déviateur

CP coefficient de passage

P_{max} charge maximale de compression atteinte par une éprouvette

μs micro strain

Chapitre I

Aperçu Historique Des Travaux Réalisés Sur Les Poteaux Mixtes

I.1. Introduction Générale

Dans une construction, les colonnes ne constituent qu'une minime partie de volume bâti, elles sont ce pendant les éléments principaux qui assurent la stabilité de la construction.

Par définition, la colonne composé acier-béton est une membrure en acier avec un noyau du béton résistant à la compression.

A l'époque le béton est utilisé comme moyen de protection des colonnes métalliques, protection contre la corrosion interne des profils creux ou protection contre l'incendie sous forme d'enrobage des profils ouvert (I et H), dont la participation du béton à la résistance statique de la colonne n'était pas prise en considération.

Ces dernier temps les colonnes en profils creux remplis du béton sont de plus en plus utilisées pour les structures des différents ouvrages en genie civil, étant donnée qu'elles sont d'une très grand efficacité mécanique et économique. C'est pourquoi le problème du comportement de ces colonnes a fait l'objet de plusieurs études dans différent pays, et a attiré l'attention de nombreux chercheurs.

I.2. Les Structures Mixtes Acier-Béton

Le terme mixte est utilisé pour designer les éléments de construction composés de plus d'un matériau (association de l'acier et de béton par exemple). Cette combinaison de matériaux porte beaucoup d'acte autant que résistance et économie sont concernées.

Les structures réalisées par l'association de l'acier et du béton ont une résistance qui dépend du comportement de ces deux matériaux et de leur interaction.

L'acier de construction est caractérisé par sa bonne résistance à la traction et à la compression, alors que le béton se caractérise par une bonne résistance a la compression, mais assez mauvaise en traction.

L'emploi simultané des deux matériaux est rendu possible par leur capacité d'adhérence mutuelle qui permet leur travail simultané et doit offrir normalement un meilleur rendement.

L'hypothèse sur la qualité de cette adhérence a un rôle important dans les calculs de ce type de structure. L'expérience a prouvé la bonne qualité

d'adhérence entre le béton et l'acier (et donc l'absence de glissement relatifs) et par conséquent, les déformations de l'acier ϵ_a et du béton ϵ_b sont égales sous une même charge et dans la zone de leur contact.

I.3. Définitions et différents types de poteaux mixtes

Les poteaux mixtes sont classés en trois types principaux, les poteaux partiellement ou totalement enrobés de béton et les profils creux remplis de béton.

- Les poteaux partiellement enrobés de béton ont des profils en I ou H dont l'espace entre les semelles est rempli du béton

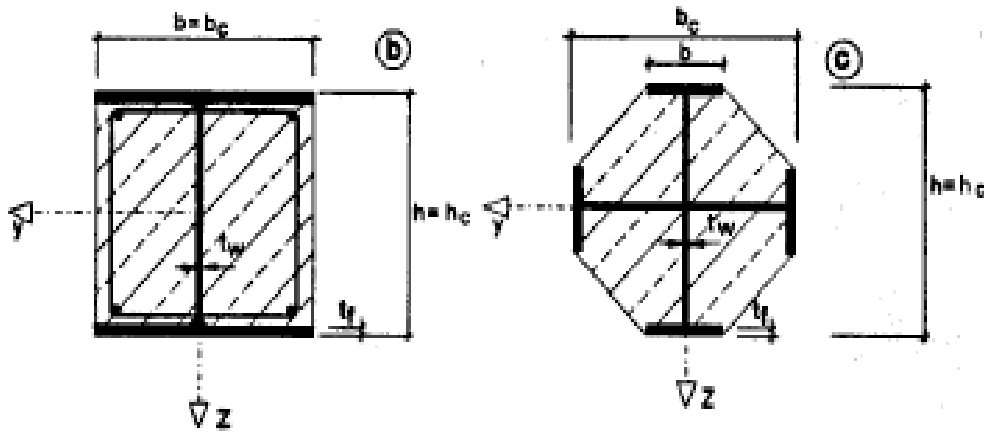


Fig 1.1 : Poteaux partiellement enrobés

Dans les poteaux totalement enrobés du béton, les semelles et les âmes sont enrobées d'une épaisseur minimale du béton.

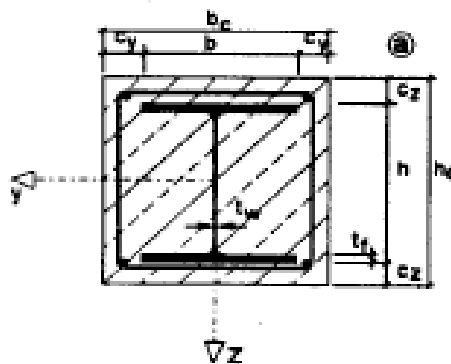


Fig1.2 : Poteaux totalement enrobés

- Les profils creux remplis de béton peuvent être circulaires ou rectangulaires. Le béton confiné à l'intérieur du profil voit sa résistance en compression augmenter, la résistance en compression du poteau augmente également.

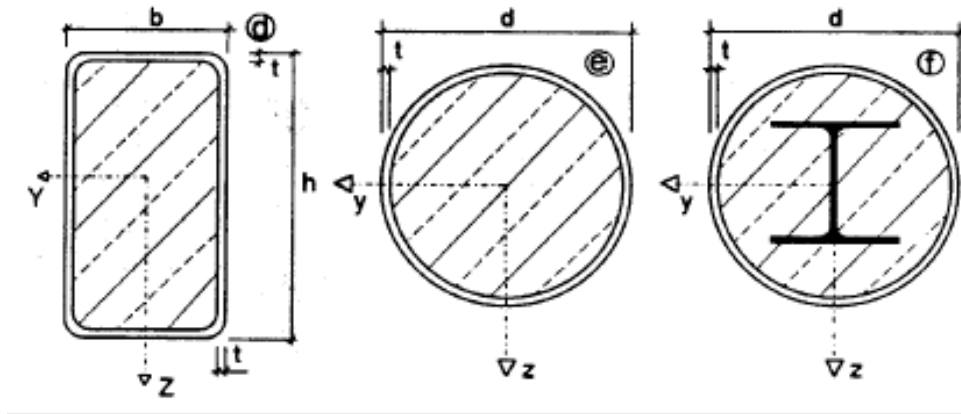


Fig 1.3 : Poteaux creux remplis du béton

I.4. Résumé De Quelques Articles De Recherche

A l'époque la participation du béton à la résistance statique de la colonne mixte n'était pas prise en considération. Ce procédé de construction composée attira l'attention d'un certain nombre de chercheurs et dès 1908 des essais furent entrepris par SWELL et BIRR, ces essais ont permis de conclure d'une façon très positive à propos de l'association profil métallique et béton. [1]

En 1989. J.ZEGHICHE et H.KHALIL ont effectué des travaux de recherche sur le comportement des poteaux rectangulaires en acier remplis du béton.

Dans ce travail sept éprouvettes en acier de section rectangulaire remplis de béton sont testées, la hauteur des poteaux testés est de 3 m pour représenter typiquement la hauteur des poteaux des bâtiments à multi étages. La section de l'acier est $120 \times 80 \times 5$ mm, les éprouvettes sont testées à la compression sous une charge axiale et excentrique, les résultats obtenus expérimentalement sont comparés aux prédictions données par la méthode des éléments finis et par le BS5400 (British Standard) pour le dimensionnement des ponts mixte. [2]

En 1990 H.S.KHALIL et M.MOULI ont travaillé sur la comparaison entre le dimensionnement des sections vides rectangulaire par le BS5950 et le BS5400. 9 poteaux de section rectangulaire en acier remplis du béton sont étudiés, d'autres spécimens courts sont testés en compression axiale pour établir la charge d'écrasement de ce type de section.

Les résultats montrent que la capacité portante des sections rectangulaires en acier remplis de béton augmente considérablement par rapport aux section vide de 12% à 65,4% pour les sections 120×80×5 mm et 250×150×6.3 mm.

La charge d'écrasement obtenue expérimentalement est plus grande que la charge prédite par le BS5400 et elle diminue avec l'augmentation de la longueur des poteaux. Pas de signe de flambement local observé pendant les testes. [3]

En 1993. H.S.KHALIL a testé 56 spécimens en acier tubulaire remplis du béton sous l'effet d'une charge d'extraction, cette série de spécimens est composée de section carrée et circulaire. Tous les spécimens ont une longueur de 450mm, le nombre des éprouvettes est devisé en deux l'un de section carrée et l'autre de section circulaire.

Les résultats ont montrées clairement que la forme de la section d'acier à un effet sur la résistance des spécimens sous une charge d'extraction, aussi le type des connecteurs utilisés et également de la manière d'application de la charge sur la section. [4,5]

En 1994. U.G.L.PRION et J.BOEMME ont fait une recherche sur le comportement des tubes mince en acier remplis du béton de haute résistance sous l'effet de chargement cyclique et de mesurer la qualité d'absorption d'énergie sous ce chargement.

26 spécimens de diamètre 152mm et d'épaisseur 17mm remplis du béton a haute résistance (résistance a la compression du béton est entre 73MPa-92MPa) sont testés.

Seulement trois spécimens sont testés au chargement cyclique, les autres spécimens sont testés a la compression axial, combinaison de charge axial et flexion pure. [6]

En 1995. S.ELTAWIL, C.F.SZPet G.G.DEIRLEIN ont développés un programme machine pour les poteaux composite (acier-béton) dans le cas de flexion bi axiale et sont application pour concevoir les poteaux mixtes, l'implantation de la méthode des éléments finis a fait preuve de sa praticabilité d'employer des programme non élastique (non linéaire) pour la simulation de comportement des poteaux. [7]

En 1997. P.R.MUNOZ et C.T.T.HSU ont reportés des résultats expérimentaux sur les profils en I revêtue du béton sous l'effet de moment de flexion bi axiale et une charge de compression axiale.

L'effet de la charge de compression axiale excentrique, l'élançement de composite, les propriétés différentes de l'acier et du béton, la charge ultime, la relation moment courbure et le comportement de composite sous la charge maximale sont examinés.

Les résultats d'essais sont ensuite comparés à une méthode numérique qui est la méthode de la différence finie, une bonne approche des résultats est obtenue. [8,9]

En 1999. Y.C.WANG a testé deux séries de poteaux composites minces, 8 spécimens ont une section rectangulaire d'aciers remplis du béton et 7 de section circulaire, les spécimens sont testés sous chargement excentrique.

L'objet de cette étude est de comparer les résultats expérimentaux avec les prédictions données par le EUROCODE 4, le BS5400 et le BS5950.

Les résultats montre que les trois règlements donne une bonne approche de la capacité portante par rapport aux essais expérimentaux, quoique les prédictions données par le EC4 sont long à déterminer et prend de temps par rapport aux deux autres. [10]

En 2005. J.ZEGHICHE et K.CHAOUI ont testé 27 spécimens en acier tubulaire remplis du béton, les paramètres étudiés dans cette recherche sont : l'élançement, l'excentricité de la charge et la charge excentrique pour le cas d'une courbure simple ou double et la résistance à la compression du béton.

Les résultats des essais ont montrés l'influence de ces paramètres sur la résistance et le comportement des poteaux en acier remplis du béton.

Une comparaison est amené entre la charge de rupture donner par l'expérimentation et les prédictions de EC4 (partier1.1) a montrer une bonne approche pour le cas de flexion a courbure simple soit sous charge axiale ou excentrique, d'autre part pour le cas des poteaux a double courbure le EC4 donne une charge plus grande donc il y a une sur estimation de la charge ce qui implique que l'EC4 n'est pas du côté de sécurité pour le cas de double courbure. [11]

CONCLUSION

Après la lecture de ces quelque résumé d'article de recherche sur le comportement des sections tubulaires vide et remplis de béton on constate que les principaux paramètres étudiées et qui influent sur le comportement de ces dernier sont :

- Caractéristiques géométrique de la section [la forme de la section « rectangulaire, carrée, circulaire », dimensions de la section « hauteur, largeur, diamètre, épaisseur, élancement »] ;
- Caractéristiques mécanique du profil en acier (limite d'élasticité, module de Young, ...) ;
- Caractéristiques du béton [type du béton « ordinaire, haute résistance,... », caractéristiques mécanique « résistance a la compression, module de Young,... »] ;
- Valeur de la charge axiale et sont excentricité (compression axiale, flexion uniaxial, flexion bi axial) ;
- Qualité d'adhérence entre l'acier et le béton.

Chapitre II

Instabilité Des Structures

II. L'instabilité Des Structures

II.1. Principaux mode de ruine d'une structure

On dégage dans ce paragraphe les principaux états pouvant conduire à la ruine d'une structure ou d'un élément de structure sollicité.

a) Instabilité locale ou générale

C'est le phénomène le plus important, car il peut intervenir même avant l'épuisement total de la capacité portante du matériau de la structure.

Une colonne comprimée, une membrure comprimée d'une poutre en flexion, l'âme d'une poutre en I en compression ou en cisaillement, sont tous des éléments qui risquent de se rompre par instabilité (flambement, déversement, voilement) même sous un état de contrainte élastique.

Le dimensionnement des pièces sujettes à ces phénomènes est souvent prédit par leurs résistances à l'instabilité, ce qui signifie la nécessité de maîtriser de tels phénomènes.

b) Déformation plastique excessive

Sous des contraintes trop élevées, les déformations irréversibles (excessive) peuvent être générées et conduisent à la ruine de la structure.

c) Instabilité plastique

Si la contrainte appliquée dépasse notablement le seuil d'écrouissage, l'allongement plastique se produit avec une vitesse élevée, conduisant à une augmentation notable de la contrainte réelle et la rupture se produit brutalement.

d) Déformation plastique progressive

Les chargements appliqués autre que le poids propre, peuvent avoir un caractère répétitif ou cyclique. Dans ce cas on peut rencontrer localement des zones à grande déformation plastique, mais d'étendue géométrique limitée (singularités de forme : piquage, réduction de section...).

e) Fatigue élastique

C'est le cas des pièces sollicitées par des contraintes inférieures à la limite élastique, mais avec un grand nombre de cycles (10^6 à 10^7), conduisant à une rupture élastique

f) Fatigue plastique ou oligocyclique

En pratique, on se trouve parfois confronté à des grandes contraintes pour un nombre de cycle limité.

II.2. Théorie d'instabilité des colonnes

a) Notions préliminaires

En mécanique des solides, on dit qu'un système est en état d'équilibre stable s'il a tendance à revenir à sa configuration d'équilibre d'origine dès l'arrêt de la perturbation qu'il subissait.

Si cette légère perturbation a pour effet de faire quitter au système sa position d'équilibre, il est dit instable. On peut concevoir une situation intermédiaire dans laquelle la configuration légèrement déformée se maintient à l'arrêt de la perturbation, cette situation détermine un état d'équilibre neutre.

Ceci peut être vu par l'exemple classique de la bille dans un bol :

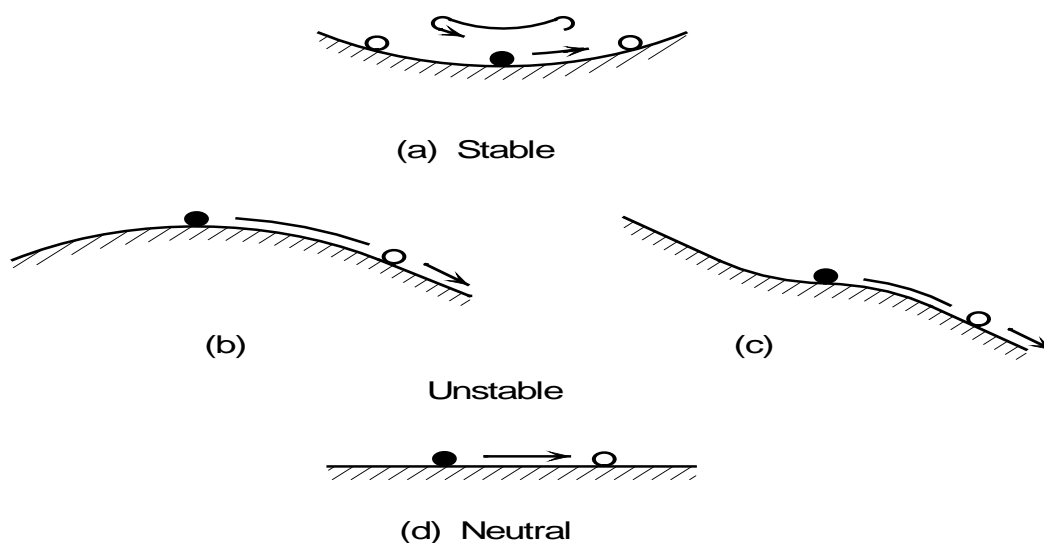


Figure 1 The three states of equilibrium

Fig2.1 : Les trois états d'équilibre

b) La charge critique de flambement

Est la charge à partir de laquelle une augmentation infinitésimale de chargement donnera un changement brusque de la forme de la structure.

La forme prise par la structure flambée est le **mode de flambement**.

Si le processus de chargement se fait à une vitesse considérable, le flambage est dit **dynamique**, dans le cas contraire, chargement lent le flambage est dit **statique**.

Pour présenter les différents types de flambage existant, on considère un système mécanique susceptible de flamber sous l'action d'un chargement déterminé par un coefficient de proportionnalité λ , dont le comportement peut être caractérisé par le déplacement δ .

La courbe $\lambda(\delta)$, évaluée pour des valeurs croissantes de λ , définit le chemin fondamentale d'équilibre sur lequel deux sortes d'instabilité peuvent être distinguées :

Flambage par point limite

La courbe $\lambda(\delta)$ présente un maximum relatif au-delà duquel l'équilibre n'est plus stable. Le flambage accompagné en générale par un effet dynamique, se produit par amplification des déformations.

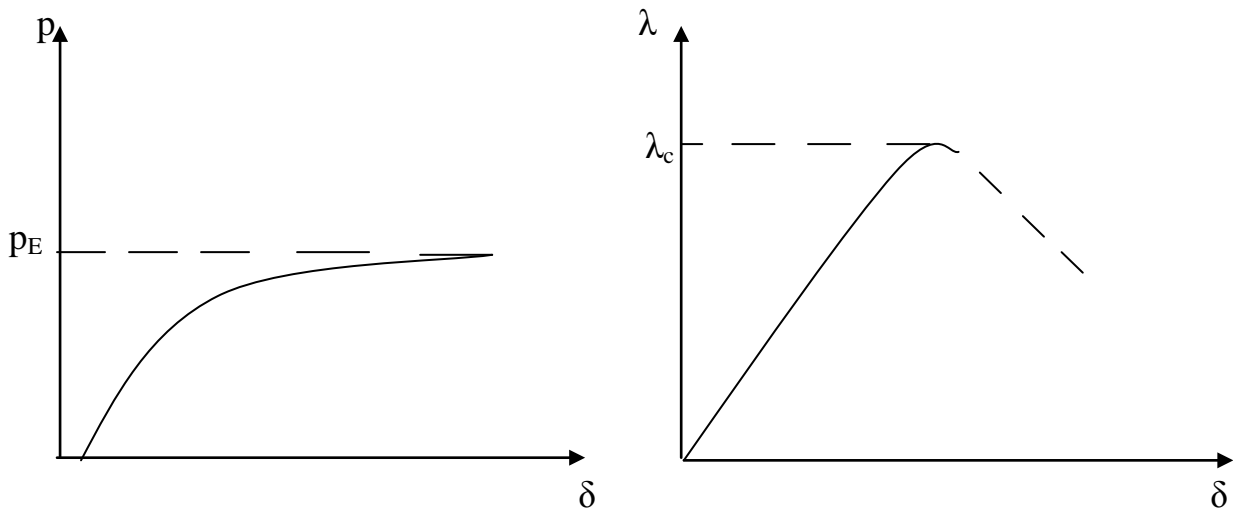


Fig2.2 : Flambage par point limite

Flambage par bifurcation

Une singularité est observée sur la courbe de chargement, elle est caractérisée par un point anguleux rencontré au moment du flambement.

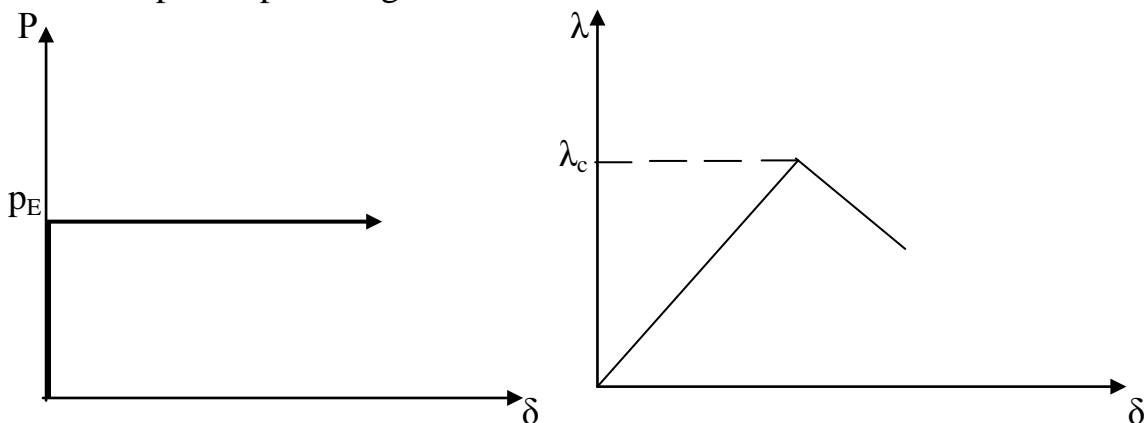


Fig2.3 : Flambage par bifurcation

On distingue deux type de flambage par bifurcation, avec ou sans chute de la rigidité, selon que le chemin secondaire soit stable pour $\lambda > \lambda_c$ ou pour $\lambda < \lambda_c$

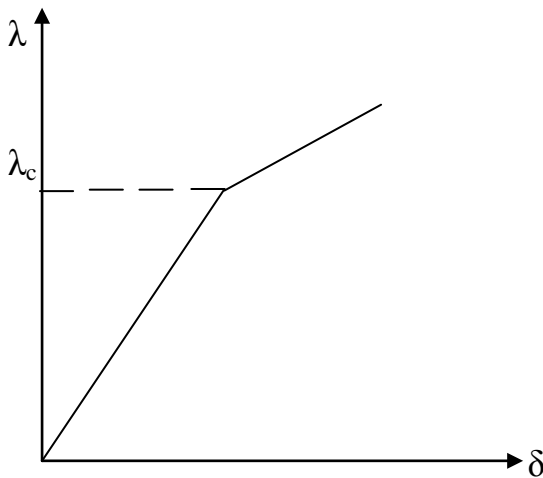


Fig2.4 : Flambage par bifurcation sans chute de rigidité

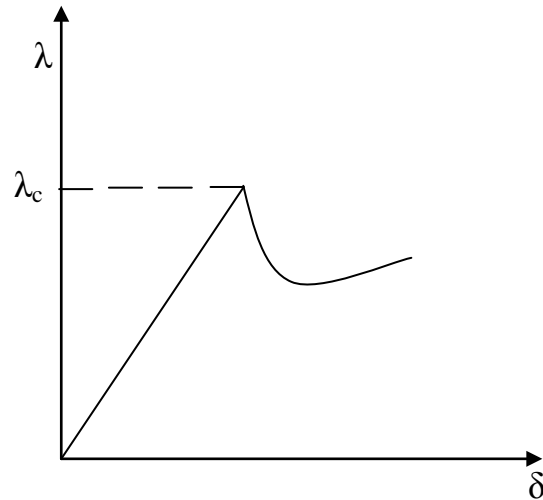


Fig2.5: Flambage par bifurcation avec chute de rigidité

c) Etude réalisée su le flambage des colonnes

Entre 1707et 1783 le mathématicien LEONARD EULER en s'inspirant des travaux réalisée par JAKOB BERNOULLI (1654,1705) sur la ligne élastique, a établi la première formule générale de la charge critique pour une colonne inélastique idéale :

$$N = \pi^2 R / \ell^2 \quad (1)$$

D'où R est la raideur de la colonne

En 1778, il propose une version plus précise pour le cas purement élastique :

$$N = \pi^2 EI / \ell^2 \quad (2)$$

Cette formule est la solution minimale, non nulle, de l'équation différentielle du phénomène de flambement :

$$(d^4 Y / d^4 Z) + [(N/EI) \times (d^2 Y / d^2 Z)] = 0 \quad (3)$$

Cette équation possède une infinité de solution du type :

$$N = n \pi^2 EI / \ell^2 \quad (4)$$

D'où n : nombre entier représentant le nombre de demi ondes correspondant au mode de flambement.

La déformé de flambement est de type sinusoidal

$$Y = \delta \sin(n \pi Z / \ell) \quad (5)$$

D'où δ : amplitude maximale.

La formule proposée par EULER ne tient pas compte des imperfections inévitables des colonnes réelles.

En 1826 LUCIEN NAVIER (1785-1836) se base sur une analyse systématique des résultats expérimentaux disponibles à l'époque pour montrer que la formule d'Euler fournit une borne supérieure de la charge limite des colonnes réelles. [12]

Après Euler, deux grande voies d'étude du phénomène de flambement se développent parallèlement, certains tendent de franchir le fossé séparant la théorie de la barre parfaite des résultats obtenus sur les colonnes réelles, tandis que, par ailleurs d'autres s'engagent vers une poursuite logique des travaux d'Euler sur le comportement inélastique des colonnes. [12]

Dans la voie inélastique on considère une colonne dénuée de toute imperfection, tandis que dans l'option de la barre imparfaite on se limite sur un critère de ruine limitant la résistance par l'atteinte de la limite élastique au point le plus sollicité de la section située a mi-portée de la colonne. [12]

L'approche inélastique revient a substituer, dans la formule d'Euler, une nouvelle quantité au module d'élasticité, E.ENGESSER propose d'utiliser un **module tangent** E_T tan disque CONSIDERE et JASINKI introduisent un module réduit E_r intermédiaire entre le module d'élasticité E et le module tangent E_r .

En 1910 THEODORE VON KARMAN montre que pour une section rectangulaire, le module réduit et donnée par :

$$E_r = (4E \times E_T) / (\sqrt{E} + \sqrt{E_T})^2 \quad (6)$$

TOMAS YOUNG est le premier, 1807 a montre que le comportement des colonnes réelles est affecté par l'imperfections géométriques liée d'une part e au défaut de centrage de charge et d'autre part a la courbure initiale de la barre. Il signale également que l'homogénéité du matériau affecte le phénomène de flambement. [12]

Young introduit la notion du moment de second ordre, obtenu en multipliant le moment de premier ordre :

$$\mathbf{M}^I = \mathbf{N} \times \mathbf{e}_0 \quad (7)$$

Par un multiplicateur K

$$\mathbf{M}^{II} = \mathbf{k} \times \mathbf{M}^I = \mathbf{k} \times \mathbf{N} \times \mathbf{e}_0 \quad (7)$$

D'où : e_0 est la flèche initiale de la barre a mi portée.

Pour le cas de la barre bi articulée possédant une courbure initiale sinusoidal d'amplitude e_0 , le multiplicateur prend la forme :

$$\mathbf{K} = 1 / [1 - (\mathbf{N} / \mathbf{N}_{CR})] \quad (9)$$

Tandis que pour le cas d'une colonne droite sollicité par une force excentrique de e_x on obtient :

$$\mathbf{K} = 1 / [\cos(\pi/2) \sqrt{\mathbf{N} / \mathbf{N}_{CR}}] \quad (10)$$

Chapitre III

Les Poteaux En Profil Métallique

III. Les Poteaux En Profil Métallique

III.1. Description technologique

Les poteaux sont des éléments généralement verticaux et rectilignes destinés à résister à des charges axiales de compression. On les utilise pour supporter les planchers, les toitures, les chemins de roulement de pont roulant...ils permettent de transmettre les actions gravitaires (poids propre, charges permanentes, charge de neige, charge de service...) jusqu'aux fondations.

Le terme poteaux comprimés s'applique de manière générale à un élément de structure soumis principalement à des charges axiales de compression. Il recouvre donc la notion de poteau mais il se rapporte plus généralement à l'ensemble des pièces comprimées. Lorsque, outre la charge de compression, une barre est soumise à des moments de flexion significatifs, elle est appelée barre comprimée fléchie c'est le cas d'un montant d'un portique par exemple. [15]

La capacité des éléments comprimés à transmettre des efforts de compression importants est liée à la valeur élevée du rayon de giration i de leur section transversale dans la direction de flambement considérée.

Les tubes circulaires représentent donc une solution optimale dans la mesure où ils permettent de maximiser ce paramètre quelle que soit la direction de flambement. En revanche, leurs assemblages sont coûteux et difficiles à dimensionner. Une autre solution consiste en l'utilisation de sections tubulaires carrées ou rectangulaires. [15]

III.2. Comportement des pièces comprimées courtes

Ce paragraphe est limité au cas des pièces courtes, soumises à une sollicitation de compression simple.

Il s'agit donc de pièces suffisamment peu élancées pour que le flambement ne soit pas à craindre.

a) Comportement en compression d'une barre courte idéale

En l'absence d'un phénomène de voilement local, c'est-à-dire pour des sections transversales de classe 1, 2, 3, une barre courte à axe parfaitement rectiligne et à section uniforme, faite d'un matériau homogène et isotrope, sollicitée par une distribution uniforme de contraintes de compression sur sa section transversale (résultante située au centre de gravité de la section) se

comporte pratiquement comme une barre tendue parfaite mais pour des efforts de sens opposée.

Les différents étapes (phase élastique, phase plastique, écrouissage) sont similaires à celles rencontrées en traction et pour des valeurs pratiquement identiques. C'est pourquoi les caractéristiques mécaniques relatives à la compression (limite d'élasticité f_y , module de Young E et résistance en compression f_u) ne sont généralement pas déduites d'un essai spécifique mais sont prise égales à celles obtenues lors d'un essai de traction. [15]

b) Cas réel

Dans la pratique, le cas idéal ne se rencontre jamais. D'une part, la mise en charge s'effectue toujours à travers des assemblages ou par contact direct et, d'autre part, les pièces parfaitement rectilignes et parfaitement symétriques n'existent pas. Enfin, il existe toujours des contraintes résiduelles produisant des effets parasites. Il y a donc bien peu de chance que la résultante des actions s'applique effectivement au centre de gravité de la section, par ailleurs, cette dernière ne peut présenter une parfaite symétrie dans sa forme et dans son comportement mécanique. [15]

III.3. Effets des contraintes résiduelles

Comme dans le cas des pièces tendues, les contraintes résiduelles ne modifient pas l'effort ultime qu'une section est capable de supporter en compression. En revanche elles jouent un rôle sur son comportement mécanique progressif, c'est-à-dire sur l'évolution de plastification à l'intérieur de la section transversale.

Considérons une section en I comportant des contraintes résiduelles dues au laminage par exemple. L'application progressive d'une sollicitation de compression simple laisse apparaître les différentes étapes représentées ci-dessous (Fig3.1):

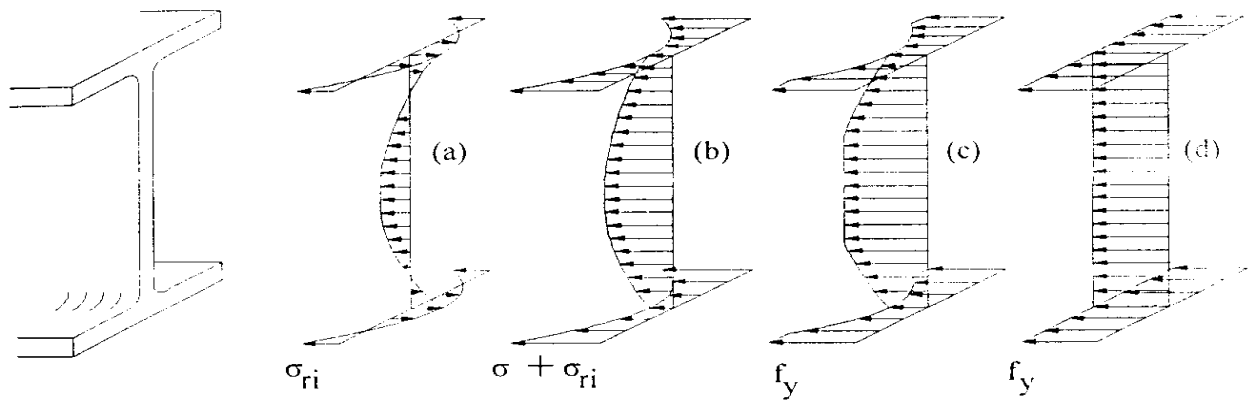


Figure 4.12 – États de contraintes dans une section comprimée comportant des contraintes résiduelles

Fig3.1 : Etats de contraintes dans une section comprimée comportant des contraintes résiduelles

L'état de contrainte initial est celui de la figure (a). Chaque fibre i supporte une contrainte résiduelle σ_{ri} . Rappelons que cet état de contrainte est auto équilibrée, c'est à dire que ses résultantes de translation et de rotation autour des axes principaux de section sont nulles.

Lorsqu'une contrainte de compression uniforme σ est ajoutée, l'état d'équilibre correspondant est celui de la figure (b) ; pour chaque fibre i , la contrainte est égale à $\sigma_i = \sigma_{ri} + \sigma$. Une augmentation progressive de contrainte de compression se traduit par un passage par l'étape de la figure (c) pour la quelle certaines fibres sont plastifiées ($\sigma_i = f_Y$), puis par l'atteinte de la plastification complète de la section représentée à la figure (d). Dans ce cas, chaque fibre de la section transversale a atteint la limite d'élasticité f_Y du matériau. Dès lors, la section n'a en principe plus aucune raideur axiale et la pièce peut se raccourcir sous charge constante. La capacité ultime maximale théorique de la section est bien égale à $N_{pl} = A f_Y$ et, comme on peut le constater, elle n'est donc pas affectée par la distribution des contraintes résiduelles.

Toutefois, ces dernières jouent un rôle important sur l'évolution de la plastification de la section en imposant des déformations plus grandes pour atteindre un état élastoplastique donnée sur la figure ci-dessous. De plus, elles modifient significativement la limite de proportionnalité en compression qui se trouve ainsi diminuée par rapport aux résultats des mesures relevées lors d'un essai de traction sur éprouvette normalisée (les dimensions réduites de cette dernière permettent pratiquement de se libérer de l'influence des contraintes résiduelles). [15]

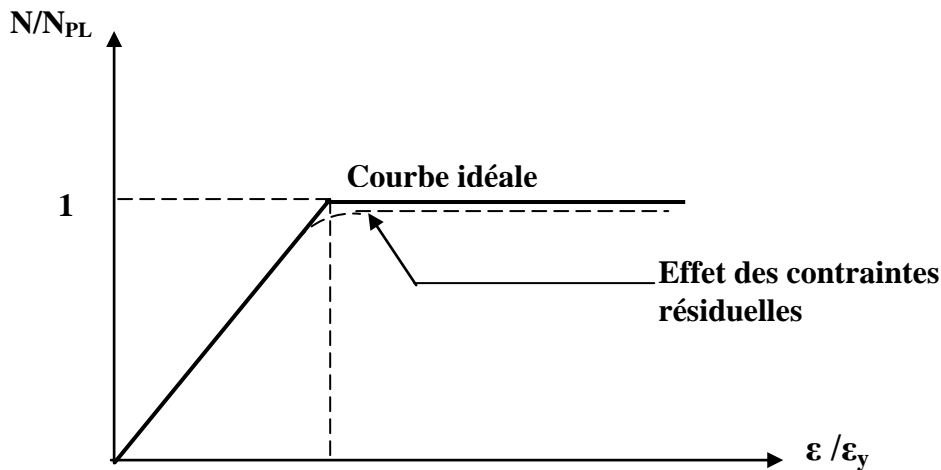


Fig3.2 : Effet des contraintes résiduelles sur les déformations

III.4. Comportement mécanique des poteaux moyennement ou fortement élancés

a) Comportement d'un poteau idéal sous compression seule

Pour une pièce idéale à axe rectiligne et section uniforme, parfaitement homogène, soumise à une action de compression parfaitement centrée, le flambage par flexion se développe dans un plan donné lorsque la force de compression atteint la force critique d'Euler, N_{cr} , qui s'écrit : $N_{cr} = \pi^2 EI / \ell^2$

Où ℓ est la longueur critique de flambement dans le plan considéré et I l'inertie de la section autour de l'axe de flambement par flexion considéré.

En divisant cette expression par l'effort axial de plastification de la section transversale $N_{pl} = A f_Y$, on obtient :

$$N_{cr} / N_{pl} = (\pi^2 EI) / (\ell^2 A f_Y) \quad | \quad (11)$$

Enfin, en introduisant le rayon de giration de la section, $i^2 = I / A$, et l'élancement de l'élément, $\lambda = \ell / i$, cette expression devient :

$$N_{cr} / N_{pl} = (\pi^2 E i^2) / (\ell^2 f_Y) = (\pi^2 E) / (\lambda^2 f_Y) \quad | \quad (12)$$

On peut donc remarquer que pour une nuance d'acier donnée (f_Y fixé), le terme le plus déterminant d'une étude de flambement c'est bien l'élancement de la barre.

Si l'on pose $\lambda_1 = \pi \sqrt{E / f_Y}$, constante dépendant du matériau, λ , élancement réduit sera :

$$\bar{\lambda} = \lambda / \lambda_1 \quad | \quad (13)$$

Il vient :

$$N_{cr} / N_{pl} = (1 / \bar{\lambda}^2) \quad | \quad (14)$$

L'élancement de référence λ_1 est donc celui d'une pièce idéale dont la charge critique de flambement par flexion serait égale à l'effort normal de plastification ($N_{cr} = N_{pl}$, soit : $\pi^2 E / \lambda_1^2 = f_Y$).

En représentant la relation (14) sur un diagramme non dimensionnel ($\bar{\lambda}$, $\chi = N/N_{pl}$) nous obtenons la figure présentée ci après :

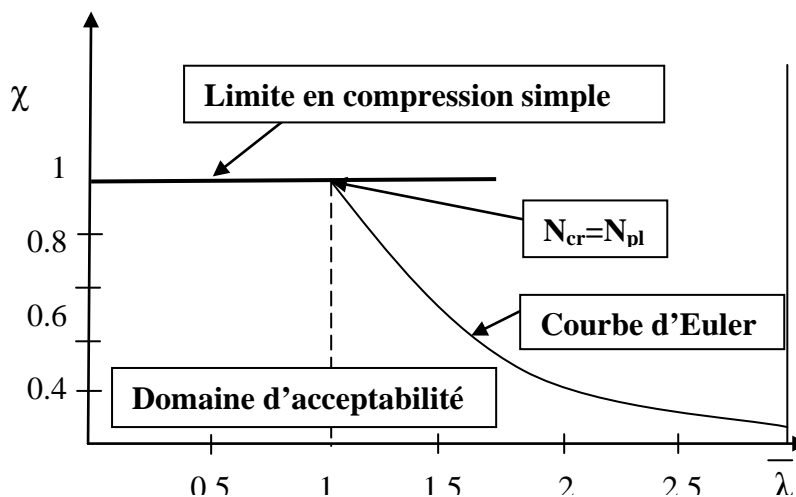


Fig3.3 : Domaine d'acceptabilité d'un poteau idéal

Si l'on ajoute la droite définissant la limite de résistance en compression simple ($N=N_{pl}$, soit $\chi = 1$), apparaît une zone d'acceptabilité dans laquelle la stabilité au flambement est assurée et où le poteau n'a pas atteint son état ultime de compression. Comme nous l'avons remarqué dans le paragraphe précédent, le point commun aux deux courbes, pour lequel nous avons $N_{cr} = N_{pl}$, est le point remarquable. Il correspond à la valeur $\bar{\lambda} = 1$ (soit $\lambda = \lambda_1$), c'est-à-dire le plus grand élancement pour lequel la section transversale du poteau idéal est utilisée au maximum de sa capacité de résistance. [15]

b) comportement d'un poteau réel sous compression seule

La différence entre le comportement d'un poteau idéal et celui d'un poteau réel est due à la présence de divers phénomènes ou imperfections : défaut de rectitude, contraintes résiduelles, excentricités des charges appliquées et

écrouissage. Ceux-ci affectent tous plus ou moins le flambement et, par conséquent, ils influent la capacité portante du poteau.

Les études expérimentales effectuées sur des poteaux réels fournissent des résultats du type de ceux reportés sur la figure 3.4 présentée ci après.

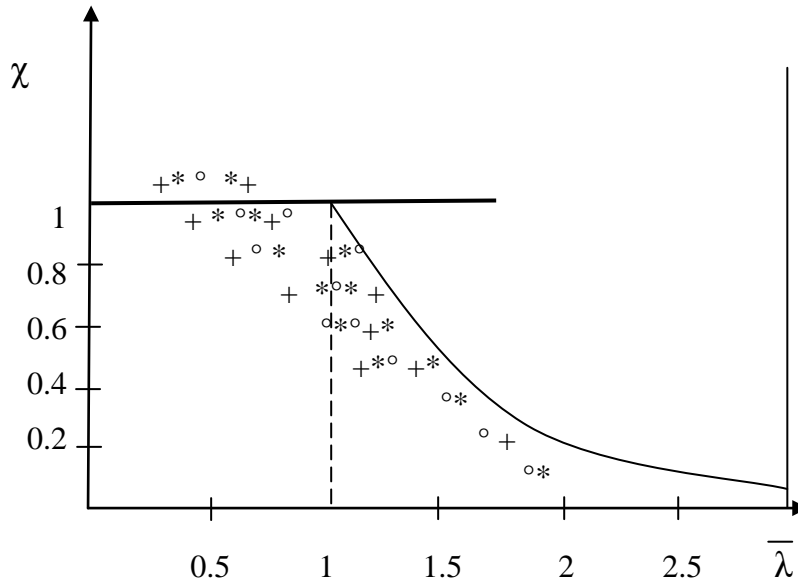


Fig3.4: Position des points expérimentaux représentatifs d'essais sur poteaux réels

L'examen de cette figure 9 appelle quelques remarques. La première concerne les points situés au dessus de la droite $\chi = 1$. Ils écartent l'influence de l'écrouissage pour des éléments assez peu sensible au flambement dont la résistance est supérieure à l'effort axial théorique de plastification de la section N_{pl} (qui est, rappelons-le, une valeur caractéristique).

L'effet favorable de l'écrouissage compense donc largement l'effet défavorable des imperfections structurales (contraintes résiduelles) et géométriques (défauts de rectitude). La seconde concerne le domaine des grands élancements.

Dans cette zone, la barre flambe pour ainsi dire élastiquement et les points expérimentaux sont situés très près de la courbe d'Euler.

La troisième concerne le domaine des élancements intermédiaires ($0.3 < \bar{\lambda} < 1.2$). Pour ces valeurs, l'interaction entre l'instabilité et la plasticité est la plus forte.

C'est donc dans cette zone, qui couvre la plupart des poteaux utilisés en pratique, que l'effet des imperfections structurales et géométriques est le plus significatif. L'écart maximal est situé aux environs de $\bar{\lambda} = 1$. [15]

c) Résistance au flambement par flexion au sens de l'Eurocode 3

Au sens de l'Eurocode 3, la résistance d'un élément susceptible de flamber par flexion s'écrit :

$$N_{b,Rd} = \chi \beta_A A f_Y / \gamma_{M1} \quad | \quad (15)$$

Avec $\beta_A=1$ pour les sections transversales de classe 1, 2 ou 3 et $\beta_A=A_{eff} / A$ pour les section transversales de classe 4 .

Le coefficient χ utilisé précédemment ($\chi = N / N_{pl}$), est destiné a réduire la capacité portante de l'élément afin de prendre en compte le phénomène de flambement. Il s'écrit :

$$\chi = \frac{1}{\phi + [\phi^2 - \bar{\lambda}^2]^{1/2}} \leq 1 \quad \text{Avec} \quad \phi = 0.5[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2] \quad | \quad (16)$$

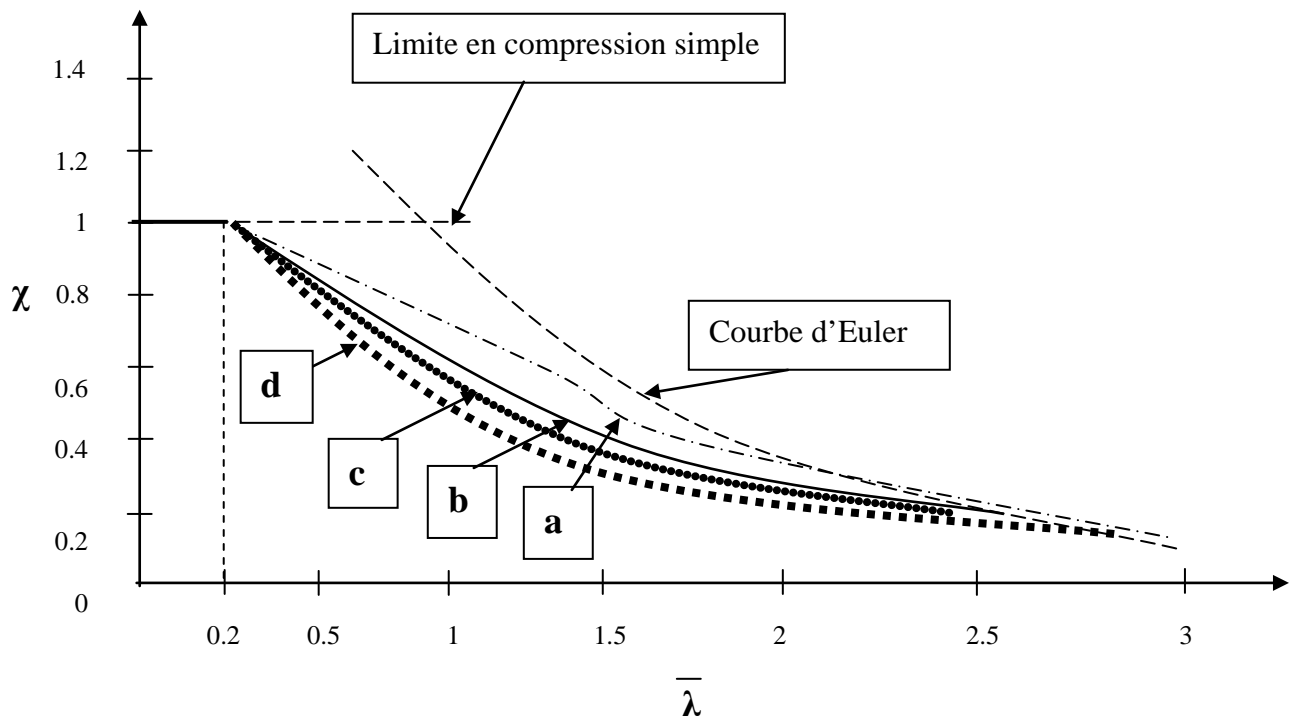
Les courbes représentatives de l'évolution de χ en fonction de $\bar{\lambda}$ sont appelées « courbes de flambement ».

Les différents types de sections rencontrées dans la pratique présentent des imperfections de nature et d'intensité différentes. Les effets de ces imperfections sur la capacité portante dépendent de la forme de la section transversale (I ou H, section tubulaires, caissons), des rapports de dimensions (massivité), de l'épaisseur des parois et de mode de fabrication des éléments (laminés a chaud ou a froid, soudés). Ils varient également en fonction de l'axe autour duquel se développe le flambement. Tous ces paramètres conduisent à des distributions de contraintes résiduelles de forme et d'intensité différentes et a des défauts de rectitude plus ou moins importants. Ils sont pris en compte a l'aide du facteur d'imperfection α qui croit avec l'intensité des défauts.

Il n'est donc pas possible, sous peine d'être indûment pénalisant, de traiter l'ensemble des types de sections a laide d'une même règle de calcul. La CECM a classé les sections en quatre groupes, ce qui justifie l'adoption de quatre valeurs de α (tab 1) qui conduisent a quatre courbe de flambement (a, b, c, d), représentées sur le tableau suivante :

Tab1. Valeur du facteur d'imperfection α pour les 4 courbes de flambement

Courbe de flambement	a	b	c	d
α	0.21	0.34	0.49	0.76

**Fig3.5: Courbe de flambement**

L'Eurocode 3 fournit les particularités de ces courbes décrites ci-après :

- La courbe a correspond aux profils comportant très peu d'imperfections. Il s'agit des sections laminées en I ($h/b > 1.2$) à ailes peu épaisses ($t_f \leq 40\text{mm}$) lorsque le flambement se développe autour de l'axe fort y-y. elle s'applique également aux profils laminés à chaud de forme tubulaire.
- La courbe b concerne les profils possédant un degré moyen d'imperfections. Elle représente le comportement de la plupart des caissons soudés mais aussi celui des profils laminés en I qui flambent par flexion autour de l'axe faible z-z si $h/b > 1.2$ et $t_f \leq 40\text{mm}$.

Elle s'applique également aux profils soudés en I à ailes peu épaisses

$t_f \leq 40\text{mm}$ et aux profilés laminés en I a épaisseur d'aile moyenne ($40\text{mm} < t_f \leq 100\text{mm}$) lorsqu'ils flambent par flexion autour de l'axe fort. Enfin, elle concerne les profils tubulaires formés a froid lorsque la limite d'élasticité considérée est celle de la tôle mère.

- La courbe c est relative aux profilés possédant d'importantes imperfections. Elle concerne les profilés en U, les cornières et les tés ainsi que les sections soudées en caisson a soudures épaisses. Les sections tubulaires formées a froid dimensionnées sur la base de la limite d'élasticité moyenne de l'élément après formage, les sections laminées en H ($h/b \leq 2$ et $t_f \leq 100\text{mm}$) ou en I ($h/b > 1.2$ et $40\text{mm} \leq t_f \leq 100\text{mm}$) risquant de flamber autour de l'axe faible ainsi que certaines sections soudées en I ($t_f \leq 40\text{mm}$, flambement autour de l'axe faible et $t_f > 40\text{mm}$, flambe autour de l'axe fort) font également partie de cette catégorie.
- Enfin, la courbe d s'applique aux profilés dont les imperfections sont extrêmement importantes. Elle doit être utilisée pour tous les profilés laminés en I a ailes très épaisses ($h/b \leq 1.2$ et $t_f > 100\text{mm}$). Elle s'applique également aux profilés soudés en I a ailes épaisses ($t_f > 40\text{mm}$) si le flambement se produit autour de l'axe faible.

Il faut signaler que ces courbes sont fondées sur les hypothèses suivantes :

- Les barres sont a section constante et sont articulées a leurs extrémités ;
- L'effort axial est constant et appliqué aux extrémités de l'élément ;
- Le voilement local est empêché.

III.5. Différence de comportement en fonction de l'élançement

A la lecture des courbes de flambement, les poteaux peuvent être respectivement qualifiés de massifs (courtes), de moyennement ou de fortement élançés.

a) Poteaux courts (massifs)

Il s'agit des poteaux possédant un élançement réduit tel que $\bar{\lambda} \leq 0.2$. Pour ces éléments, le risque de flambement n'est pas à craindre. Ils sont associés a une valeur du coefficient de réduction $\eta = 1$ et seule la résistance de la section transversale doit être vérifiée. Cette gamme d'élançement correspond au plateau des quatre courbes (a, b, c et d). [15]

b) Poteaux élancés

Un poteau est considéré comme élancé si son élancement est supérieur à celui correspondant sensiblement au point d'inflexion de la courbe de flambement.

L'effort axial ultime de ruine de ces éléments est proche de l'effort axial critique eulérien N_{cr} . Celui-ci est indépendant de la limite d'élasticité et ces poteaux sont fréquemment dimensionnés sur la base de l'élancement $\lambda = \sqrt{Al^2/I}$, caractéristique géométrique indépendante de la résistance de la section transversale.

Etant très sensibles au flambement, les barres très élancées possèdent une faible capacité de résistance à la compression. C'est pourquoi, dans les systèmes de contreventement en croix qui comportent une diagonale comprimée associée à une diagonale tendue, on considère en générale que seule cette dernière résiste, la participation de l'élément comprimée étant négligée. [15]

c) Poteaux d'élancement intermédiaire

Les poteaux d'élancement intermédiaire (moyen) sont ceux qui s'écartent le plus de la théorie d'Euler car ils présentent un comportement élastoplastique. Lorsque le flambement survient, la limite d'élasticité est déjà atteinte dans certaines fibres et la charge ultime ne dépend plus exclusivement de l'élancement. Plus il y a d'imperfections, plus la différence entre les comportements réel et théorie est importante. C'est donc pour ce type d'élément que les défauts de rectitude et les contraintes résiduelles présentent l'effet le plus significatif.

Il est à noter que la réduction la plus importante par rapport à la courbe d'Euler apparaît aux alentours de l'élancement $\lambda = 1$. C'est en effet la zone où l'interaction entre la résistance plastique et l'influence du flambement est la plus forte. [15]

III.6. Relation Moment - Charge Axial – Courbure (M-P- Φ)

Le premier point de départ de l'analyse rigoureuse de comportement d'un poteau ce dérive de la relation qui existe entre moment, charge axial et courbure (M-P- Φ), au moment que cette relation est obtenue, on peut gouvernés les différentes équation pour formuler les problèmes de comportement des poteaux.

La relation (M-P- Φ) dépend de la forme de la section, du nombre des matériaux utilisées et leur distribution, ainsi bien que de la loi de comportement (contrainte - déformation) de chaque matériau. Cette relation est aussi influencée par la présence de contraintes résiduelles. [16]

Soit la section tubulaire représentée dans la figure 3.6 suivante :

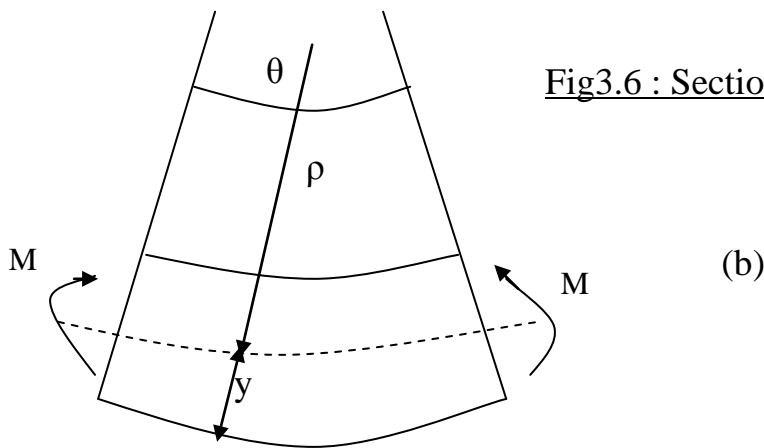
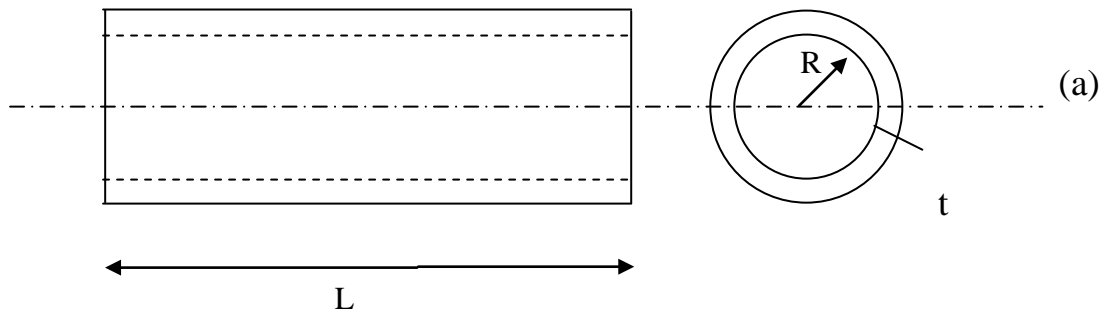


Fig3.6 : Section tubulaire en acier

De segment (b) on peut tirer :

$$\theta = L / \rho , \Phi = 1 / \rho \quad | \quad (17)$$

$$\xi = \Delta L / L = [(\rho + y)\theta - L] / L = \theta_y / L = \Phi_y \quad | \quad (18)$$

La courbure peut atteindre les fibres extrêmes pour $y = \pm R$, donc l'équation (18) sera :

$$\Phi_y = \xi_y / R \quad | \quad (19)$$

A cet état la section sera classifiée en deux régimes :

Régime élastique pour $\Phi \leq \Phi_y$

Régime élastoplastique pour : $\Phi > \Phi_y$

La figure 3.7 illustre ces deux régimes

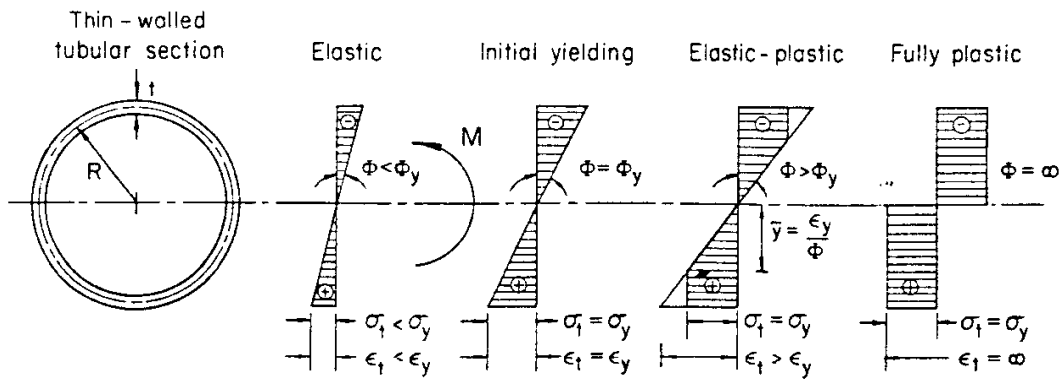
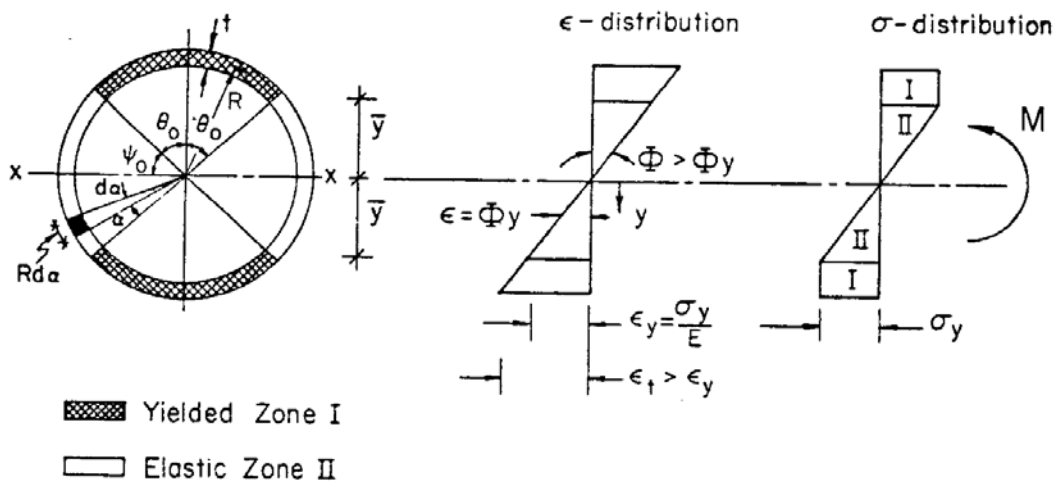


Fig. 2.3 States of thin-walled tubular section under pure bending



Zone I : zone plastique
 Zone II : zone élastique

Fig3.7 : Etat des sections tubulaires mince sous flexion pure

Nous avons

$$\theta_0 = \cos^{-1} (y' / R) \quad | \quad (20)$$

$$y' = \pm \xi_y / \Phi \quad | \quad (21)$$

y' : hauteur de la zone élastique

De l'équation (20), (21) et (19) on aura :

$$\theta_0 = \cos^{-1} (\Phi_y / \Phi) \quad | \quad (22)$$

Moment dans la zone plastique I :

$$M_I = 2\sigma_y [A(I) y_0(I)] \quad | \quad (23)$$

D'où : $A(I)$: surface de zone I, $A(I)=2R \theta_0 t$

$y_0(I)$: bras de levier, $y_0(I) = (R \sin \theta_0) / \theta_0$

$$M_I = 4 \sigma_y t R^2 \cos \psi_0 \quad | \quad (24)$$

Moment de flexion dans la zone II :

$$M_{II} = \sigma_y (I_x(eI) / y')$$
| (25)

D'où : $I_x(eI)$ moment d'inertie de la partie élastique par rapport a l'axe (x)

Pour les section tubulaire mince $I_x(eI) = 2 \int_0^{2\psi_0} (R d\alpha) t R^2 \sin^2 (\psi_0 - \alpha)$

On remplaçant $\bar{y} = R \sin \psi_0$ et $I_x(eI)$ dans l'équation (25) on trouve

$$M_{II} = \sigma_y t R^2 [(2 \psi_0 - \sin \psi_0) / \sin \psi_0] \quad | \quad (26)$$

Pour $\psi_0 = \pi / 2$

$$M_y = \pi \sigma_y t R^2 \quad | \quad (27)$$

Pour $\psi_0 = 0$,

$$M = M_p = 4 \sigma_y t R^2 \quad | \quad (28)$$

Le rapport entre le moment plastique et le moment d'écoulement initial M_y est :

$$f = M_p / M_y = 4/\pi = 1.273$$

Soit $m' = M / M_p$ et $\Phi = \Phi / \Phi_y$ l'équation (22) sera :

$$\theta_0 = \cos^{-1} (1 / \Phi) \quad | \quad (29)$$

$$\psi_0 = \sin^{-1} (1 / \Phi) \quad | \quad (30)$$

Le tableau suivant représente quelque valeur spécifique de Φ , θ_0 , m'

Φ	θ_0	m
1.0	0°	0.7854
2.0	60°	0.9566
3.0	70.53°	0.9811
5.0	78.46°	0.9933

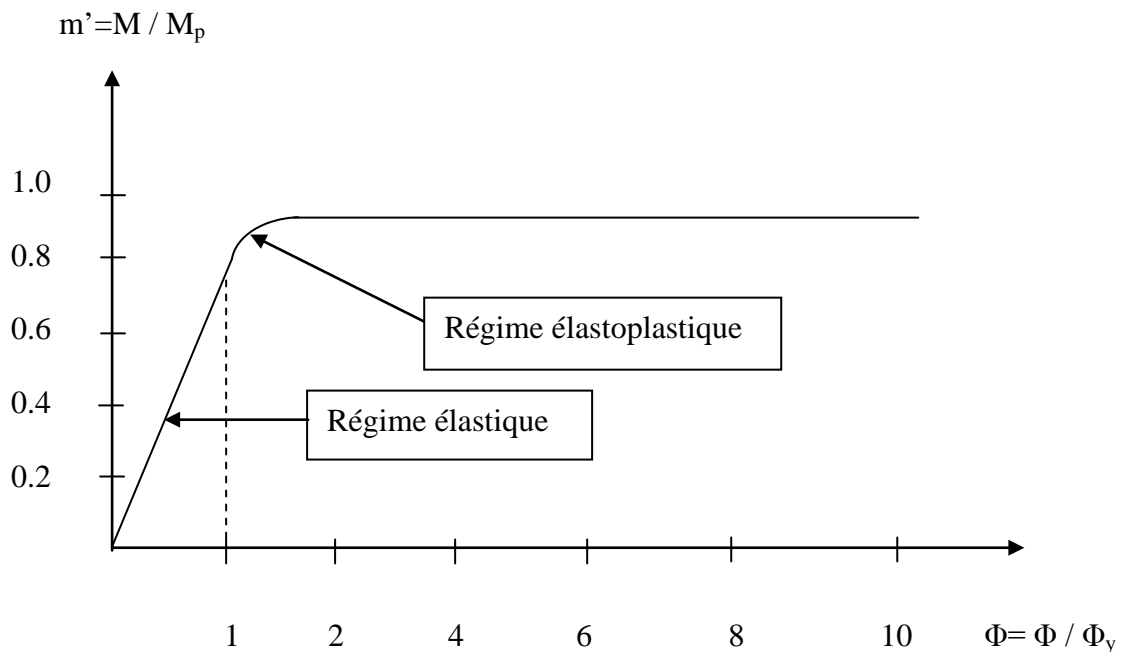


Fig3.8: Relation Moment – Courbure de la section tubulaire mince

Régime élastique pour : $\Phi \leq 1$, $m' = \pi \Phi / 4$

Régime élastoplastique pour : $\Phi > 1$, $m' = \Phi / 4 \{ [2 \sin^{-1} (1 / \Phi)] + [2 / \Phi^2 \sqrt{(\Phi^2 - 1)}] \}$

III.6.1. Relation exacte entre M-P- Φ

Si une force axiale P de compression est appliqué sur un poteau de section tubulaire creuse, cette charge cause une contrainte de compression uniforme et un moment de flexion M comme montrer dans la figure3.9 :

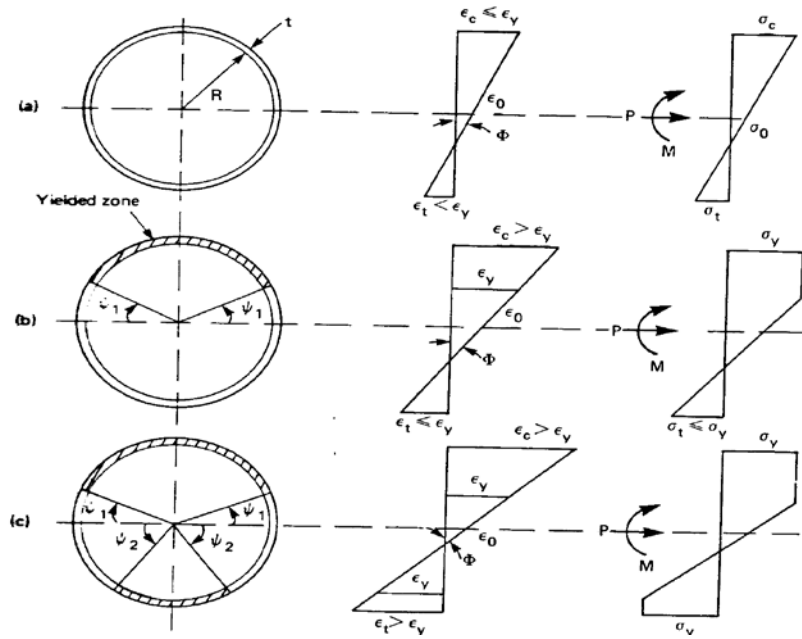


Fig3.9 : Etat des contraintes dans une section tubulaire

Cas (1), fig (a) : état élastique

Cas (2), fig (b) : écoulement dans la zone comprimée seulement (première plastification)

Cas (3), fig (c) : écoulement plastique presque sur toute la section (deuxième plastification)

La courbe suivante montre les cas précédant :

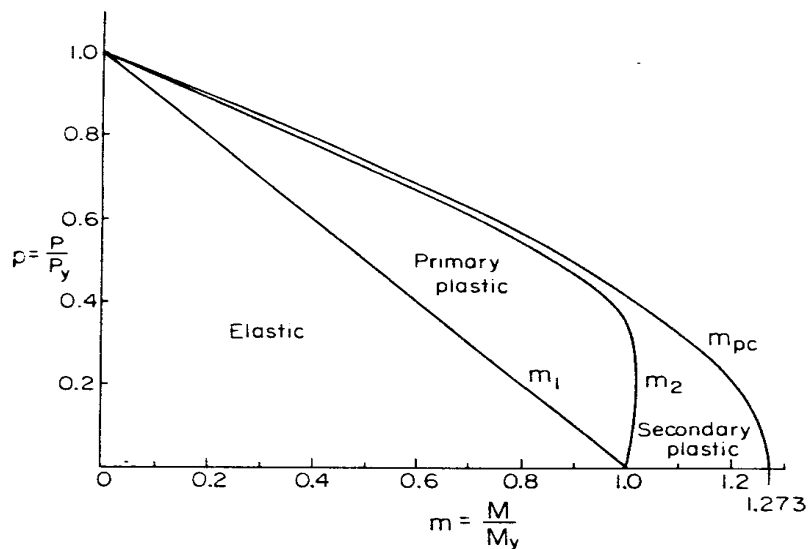


Fig. 2.8 Interaction curves for tubular section

Fig3.10 : Courbe d'interaction pour section tubulaire

D'où :

$$m_1 = 1-P \quad | \quad (31)$$

$$m_2 = \Phi_2 [0.5 + (\psi_1 / \pi) + (1 / \pi) \sin \psi_1 \cos \psi_1] \quad | \quad (32)$$

$$\Phi_2 = (\xi_y + \xi_0) / R, \quad \psi_1 = \sin^{-1} [(1 - \xi_0) / \Phi]$$

ξ_0 : déformation au niveau de l'axe centrale

$$m_{Pc} = 4/\pi \sin [\pi/2(1-P)] \quad | \quad (33)$$

III.6.2. Relation approximative entre M-P- Φ

Le problème d'analyse des sections tubulaires d'acier peut être simplifier si une expression analytique simple et raisonnable peut formuler approximativement la relation moment-courbure de section tubulaire.

CHEN et ATSUTA (1976) propose une relation approximative de M-P- Φ des sections rectangulaires dans le cas des trois états de contrainte qui sont montrée dans la figure3.11:

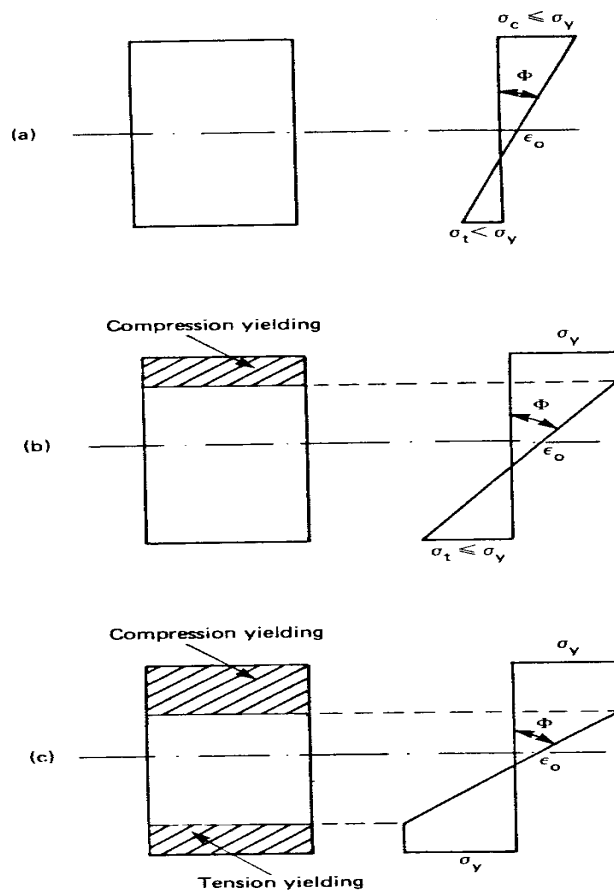


Fig3.11: Etats de plastification d'un section

On peut remarquer que dans l'état (a) état élastique, le moment m est une fonction linéaire de la courbure Φ ; dans l'état d'écoulement plastique dans la zone comprimée (b), le moment m est fonction de l'inverse de la racine carrée de courbure $\Phi^{1/2}$. Dans le troisième état, état d'écoulement combiné (dans les deux zone, comprimée et tendue), le moment m est fonction de Φ^{-2} . [16]

État élastique (a)

$$(\Phi \leq \Phi_1) : m = a\Phi \quad | \quad (34)$$

Avec :

$$a = m_1 / \Phi_1$$

État d'écoulement dans la zone comprimée (b), ($\Phi_1 < \Phi \leq \Phi_2$) :

$$m = b - (c / \sqrt{\Phi}) \quad | \quad (35)$$

Avec

$$b = [(m_1 / \sqrt{\Phi_2}) - (m_1 / \sqrt{\Phi_1})] / [\sqrt{\Phi_2} - \sqrt{\Phi_1}]$$

$$c = [m_2 - m_1] / [(1/\sqrt{\Phi_1}) - (1/\sqrt{\Phi_2})]$$

État d'écoulement combiné (c), ($\Phi > \Phi_2$) :

Avec

$$m = m_{pc} - (f / \Phi^2) \quad | \quad (36)$$

$$f = (m_{pc} - m_2) / (\Phi_2)^2$$

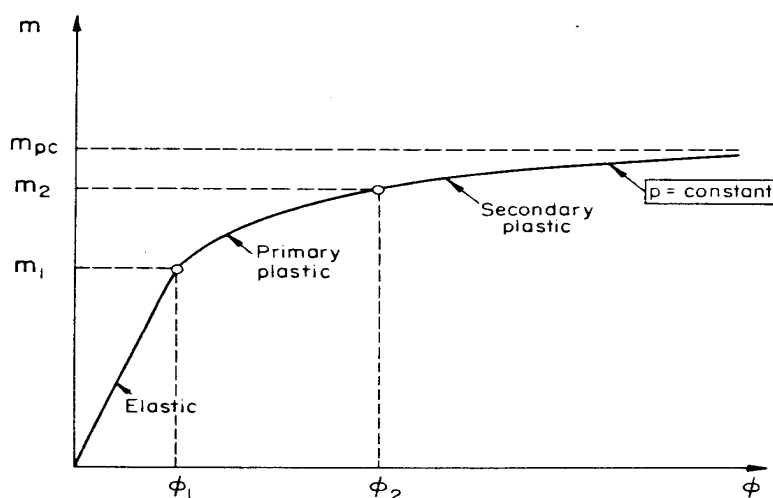


Fig. 2.10 Moment–thrust–curvature relationship for a common structural section

Fig3.12: Relation M-P-Phi

Chapitre IV

Les Poteaux Mixtes Acier – Béton

IV. Les Poteaux Mixtes Acier – Béton

IV.1. Méthodes de calcul

L' Eurocode 4 [1] présente deux méthodes de dimensionnement.

Une **méthode générale** qui impose de prendre en compte les effets du second ordre au niveau local de l'élément et les imperfections. Cette méthode peut s'appliquer à des sections de poteaux qui ne sont pas symétriques et à des poteaux de section variable sur leur hauteur. Elle nécessite l'emploi de méthodes de calcul numérique et ne peut être appliquée qu'avec l'utilisation de programmes informatiques. [15]

Une **méthode simplifiée** utilisant les courbes de flambement européennes des poteaux en acier tenant compte implicitement des imperfections qui affectent ces poteaux. Cette méthode est limitée au calcul des poteaux mixtes de section uniforme sur toute la hauteur et de sections doublement symétriques. [15]

Chacune des deux méthodes est basée sur les hypothèses classiques suivantes :

- Il y a une interaction totale entre la section d'acier et la section de béton jusqu'à la ruine ;
- Les imperfections géométriques et structurales sont prises en compte dans le calcul ;
- Les sections planes restent planes lors de la déformation du poteau.

IV.2. Voilement local des parois des éléments structuraux en acier

La présence du béton dans les profils totalement enrobés annule le danger d'instabilité par voilement local des parois en acier si l'épaisseur d'enrobage de béton est suffisante. Elle ne peut être inférieure au maximum des deux valeurs suivantes, à savoir 40mm et 1/6 de la largeur **b** d'une semelle. Cet enrobage est prévu pour prévenir tout éclatement prématuré du béton et doit être armé transversalement. [15]

Pour les autres types de poteaux mixtes, poteaux partiellement enrobés ou profils creux, les élancements des parois de la section en acier ne doivent pas dépasser les valeurs suivantes :

- Pour les profils creux circulaires :

$$\frac{d}{t} \leq 90\varepsilon^2 \quad (37)$$

- Pour les profils creux rectangulaires :

$$\frac{h}{t} \leq 52\varepsilon \quad (38)$$

- Pour les profils I partiellement enrobés :

$$\frac{b}{t_f} \leq 44\varepsilon \quad (39)$$

Avec

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} \quad (40)$$

- f_y : limite d'élasticité de l'acier en N/mm² ;
- d : est le diamètre extérieur d'un profil creux rond en acier ;
- h : la plus grande dimension hors tout de la section parallèle à un axe principal ;
- t : l'épaisseur de la paroi d'un profil creux rempli de béton,
- t_f et b épaisseur et largeur hors tout de la semelle d'un profil en acier en I ou similaire

IV.3. Hypothèses et limitations de la méthode simplifiée

- La section transversale du poteau est constante et présente une double symétrie sur toute la hauteur du poteau.
- Le rapport de contribution de l'acier δ est compris entre 0,2 et 0,9

$$\delta = \frac{A_s \frac{f_y}{\gamma_a}}{N_{pl.Rd}} \quad (41)$$

$\bar{\lambda}$: L'élancement réduit du poteau ne dépasse pas la valeur 2,0

- Pour les profilés totalement enrobés, les épaisseurs d'enrobage de béton ne sont pas inférieures aux valeurs suivantes :
 1. Dans le sens y, $40\text{mm} \leq c_y \leq 0.4b$;
 2. Dans le sens z, $40\text{mm} \leq c_z \leq 0.3h$;
 3. La section d'armature sera d'au moins 0.3%.

Il est permis d'utiliser une épaisseur d'enrobage plus importante (pour des raisons de résistance à l'incendie), mais il convient d'ignorer le supplément d'épaisseur pour le calcul.

- L'aire de la section transversale de l'armature longitudinale pouvant être utilisée dans les calculs ne doit pas dépasser 4% de l'aire du béton. Pour des raisons de résistance à l'incendie, il est quelquefois nécessaire d'inclure des sections d'armature plus importantes que celles indiquées ci-dessus. Il n'en sera pas tenu compte dans le calcul de la résistance. [15]

IV.4. Résistance des sections transversales aux charges axiales

La résistance des sections transversales vis - à - vis des charges axiales de compression est obtenue en additionnant les résistances plastiques de ses éléments constitutifs.

- Pour les éléments enrobés de béton :

$$N_{pl.Rd} = A_a \frac{f_y}{\gamma_{Ma}} + A_c 0,85 \frac{f_{cK}}{\gamma_c} + A_s \frac{f_{sK}}{\gamma_s} \quad (42)$$

- Pour les profils creux remplis de béton :

$$N_{pl.Rd} = A_a \frac{f_y}{\gamma_{Ma}} + A_c \frac{f_{cK}}{\gamma_c} + A_s \frac{f_{sK}}{\gamma_s} \quad (43)$$

A_a , A_c , et A_s sont les aires des sections transversales de l'acier de construction, du béton et de l'armature.

Pour les **profils creux remplis de béton**, l'augmentation de la résistance du béton résultant du confinement est prise en compte en remplaçant le coefficient $0.85 f_{ck}$ par f_{ck} .

Pour les **profils creux de sections circulaires remplis de béton**, une autre augmentation de résistance à la compression provient du frettage de la colonne de béton. Elle est réelle que si le béton est correctement fretté par le profil creux, c'est-à-dire si le profil creux en acier est suffisamment rigide pour s'opposer au gonflement du béton comprimé.

Cette augmentation de résistance n'est pas permise pour les profils creux rectangulaires car les côtés droits ne sont pas suffisamment rigides pour s'opposer au gonflement du béton.

Des résultats expérimentaux ont montré que cette augmentation n'est réelle que lorsque l'élanement réduit $\bar{\lambda}$ du profil creux circulaire rempli de béton ne

dépasse pas 0.5 et que le plus grand moment fléchissant admis calculé par la théorie du premier ordre, $M_{\max,Sd}$ ne dépasse pas $N_{sd}.d/10$, où d représente le diamètre extérieur du poteau et N_{Sd} l'effort de compression sollicitant. [15]

On peut alors calculer la résistance plastique à la compression par la relation :

$$N_{pl.Rd} = A_a \eta_2 \frac{f_y}{\gamma_{Ma}} + A_c \frac{f_{cK}}{\gamma_c} \left[1 + \eta_1 \frac{t}{d} \frac{f_y}{f_{cK}} \right] + A_s \frac{f_{sK}}{\gamma_s} \quad (44)$$

Où :

- t représente l'épaisseur de la paroi du profil creux en acier.
- Les coefficients η_1 et η_2 sont définis ci-après pour $0 < e \leq d / 10$.

L'excentrement de chargement e est défini comme $M_{\max,Sd} / N_{Sd}$

$$\eta_1 = \eta_{10} \left(1 - 10 \frac{e}{d} \right), \quad \eta_2 = \eta_{20} + (1 - \eta_{20}) 10 \frac{e}{d} \quad (45)$$

Pour $e > d/10$, $\eta_1 = 0$ et $\eta_2 = 1.0$

Avec

$$\eta_{10} = 4,9 - 18,5\bar{\lambda} + 17\bar{\lambda}^2 \quad (\text{mais } \geq 0)$$

$$\eta_{20} = 0,25.(3 + 2\bar{\lambda}) \quad (\text{mais } \leq 1)$$

Où l'élancement réduit du poteau mixte doit satisfaire à $\bar{\lambda} \leq 0,5$.

Les moments sollicitant réduisent la contrainte de compression moyenne dans le poteau et donc l'effet favorable du fretage. Les conditions sur l'excentricité e et sur l'élancement réduit traduisent cette restriction.

IV.5. Elancement réduit

La charge élastique critique d'un poteau mixte, N_{cr} est calculée par la formule :

$$N_{cr} = \pi^2 EI / l^2$$

$(EI)_e$ est la rigidité du poteau mixte, l est la longueur de flambement du poteau mixte qui, dans le cas où celui-ci est rigide et isolé peut, de manière sécuritaire, être prise égale à sa longueur d'épure L .

Pour les charges de courte durée, la rigidité élastique réelle de flexion de la section transversale d'un poteau de flexion, $(EI)_e$, est donnée par l'équation suivante :

$$(EI)_e = E_a \cdot I_a + 0.8 \cdot E_{cd} \cdot I_c + E_s \cdot I_s \quad (46)$$

I_a , I_c et I_s sont les moments d'inertie de flexion pour le plan de flexion considéré de l'acier de construction, du béton (que l'on suppose non fissurer) et de l'armature, E_a et E_s les modules d'élasticité pour l'acier de construction et pour l'armature

$E_{cd} = E_{cm} / \gamma_c$ est le module d'élasticité de calcul de la partie en béton.

E_{cm} est le module sécant du béton et $\gamma_c = 1.35$ est le coefficient de sécurité approprié, pour la rigidité du béton.

Pour les charges de longue durée, on doit tenir compte de leur influence sur la rigidité élastique réelle de flexion en remplaçant dans la formule ci dessus le module d'élasticité du béton E_{cd} par le facteur :

$$E_c = E_{cd} \cdot (1 - 0.5 (N_{G,sd} / N_{sd})) \quad (47)$$

$N_{G,sd}$ est la fraction de la charge axiale N_{sd} qui est permanente.

Cette correction de la formule n'est nécessaire que si l'élançement réduit dans le plan de flexion considéré dépasse les valeurs limites de 0.8 pour les profilés enrobés de béton et $0.8 / (1 - \delta)$ pour les profilés creux remplis de béton et que si e / d est inférieur à 2.

A noter que pour calculer l'élançement réduit $\bar{\lambda}$, il est nécessaire de connaître une première valeur de la rigidité E_c du poteau mixte. En vue de la comparaison avec les limites indiquées ci dessus, il est permis de calculer $\bar{\lambda}$ sans tenir compte de l'influence des charges de longue durée sur la raideur de flexion

L'élançement non dimensionnel pour le plan de flexion considéré est donné par la formule:

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{N_{pl,R}}{N_{cr}}} \quad (48)$$

$N_{pl,R}$: est la valeur de $N_{pl,Rd}$ lorsque les coefficients γ_{Ma} , γ_c et γ_s sont pris égaux à 1.0.

IV.6. Résistance des poteaux mixtes en compression axiale

Le poteau mixte présente une résistance suffisante au flambement si, pour les deux axes :

$$N_{sd} \leq \chi \cdot N_{pl.Rd} \quad (49)$$

χ est le coefficient de réduction pour le mode de flambement suivant l'axe à considérer dont la valeur est donnée en fonction de l'élancement réduit et de la courbe de flambement européenne adéquate.

Les courbes de flambement sont les suivantes :

- Courbe a : pour les profils creux remplis de béton, $\alpha = 0.21$
- Courbe b : pour les profilés en I totalement ou partiellement enrobés de béton avec flexion selon l'axe fort du profilé en acier, $\alpha = 0.34$
- Courbe c : pour les profilés en I totalement ou partiellement enrobés de béton avec flexion selon l'axe faible du profilé de l'acier, $\alpha = 0.49$

Il est possible de déterminer numériquement la valeur de χ par la formule

$$\chi = \frac{1}{\phi + [\phi^2 - \bar{\lambda}^2]^{1/2}} \leq 1 \text{ avec } \phi = 0,5 \cdot [1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2] \quad (50)$$

IV.7. Calcul de la charge limite selon l'eurocode3 et 4

IV.7.1. Vérification de la condition de non voilement local

Selon l'eurocode 3 la condition de non voilement local pour les section rectangulaire est donnée dans la relation (38) chapitre IV

	H(mm)	e(mm)	H/e	$\varepsilon = \sqrt{(235/f_y)}$	52 ε	H/e \leq 52 ε
V1	97	2.4	40.42	0.810	42.13	OK
V2	99	2.5	39.6	0.821	42.70	OK
V3	97	2.3	42.17	0.870	45.26	OK
V4	100	2.4	41.67	0.906	47.09	OK

IV.7.2. Vérifier si les éprouvettes sont considérées comme courtes

D'après l'eurocode une éprouvette est considérée comme court si $\bar{\lambda} \leq 0.2$ avec $\bar{\lambda}$ donner dans la relation (13) chapitre III

Les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

	L(mm)	i(mm)	$\lambda = L/i$	$\lambda_1 = \pi \sqrt{E/f_y}$	$\bar{\lambda} = \lambda / \lambda_1$	condition
V1	200	28	7.14	76.2	0.09	vérifier
V2	300	28.58	10.5	76.2	0.14	vérifier
V3	400	28	14.3	80.73	0.17	vérifier
V4	500	29	17.2	85.02	0.20	vérifier

IV.7.3. Calcul de la charge limite des spécimens vides selon L'EC3

La charge critique donner par l'EC3 pour les poteaux courts est $N_c = Af_y / \gamma_M$

Les résultats donnés par l'EC3 et les testes sont présentés dans le tableau ci-dessous :

	Charges donnés par L'EC3
V1	24.6 t
V2	25.8 t
V3	21.2 t
V4	20.6 t

VIII.7.4. Calcul de la charge limite des spécimens pleins selon L'EC4

La formule adopter par l'EC4 pour le calcul de charge critique est donner dans la formule (43)

Les résultats sont présentés dans le tableau ci-dessous :

	Charges donnés par L'EC4
P1	30.2 t
P2	30.9 t
P3	28.1 t
P4	28.6 t

Chapitre V

Ductilité Et Confinement Du Béton

V. Ductilité et confinement du béton

V.1. Introduction

Pour assurer le niveau de sécurité recherché caractérisé par une certaine demande de ductilité, le dimensionnement des zones dissipatives d'énergie dans les portiques autostables nécessite une attention particulière afin d'éviter la ruine par cisaillement et favoriser le développement du mécanisme de ruine désiré. Ceci n'est possible qu'à travers un taux d'armature transversale adéquatement disposée sur une longueur potentiellement affectée par la rotation plastique. Plusieurs facteurs ayant une incidence directe sur ce taux ont été recensés de part le monde, parmi lesquels le confinement du béton a été dégagé comme étant le paramètre déterminant.

V.2. Confinement du béton - armature de confinement

Plusieurs études ont montré que les éléments en béton fortement comprimés, munis d'aciers transversaux nécessaires pour la résistance uniquement, exhibent rupture brutale. En effet, le béton inscrit entre deux lits successifs d'armature transversale se gonfle et se désintègre et l'armature longitudinale flambe. L'élément est ainsi dans l'incapacité de fournir une résistance additionnelle pour pouvoir supporter une charge plus grande que la charge ultime. Par contre, la présence d'une armature transversale supplémentaire, bien disposée latéralement, contribue à confiner le béton du noyau de la section. Soumise à la même charge ultime, la section dans ce cas se dérobe à l'effort par déformations inélastiques; ce n'est que le béton d'enrobage qui éclate. Ceci illustre bien le comportement ductile des sections de béton confiné où le ferrailage transversal permet :

- d'agir comme armature de cisaillement ;
- d'augmenter la capacité de résistance et de déformation du béton confiné en compression ;
- d'empêcher le flambement prématuré des armatures longitudinales comprimées

La relation contrainte-déformation du béton confiné dépend de plusieurs facteurs. Pour développer un modèle analytique de la courbe contrainte-déformation du béton confiné, plusieurs travaux de recherche ont été réalisés [7.8.9] pour évaluer les effets d'un champ de variables telles que :

- nature et résistance du béton non confiné ;
- taux et distribution de l'armature longitudinale sur le périmètre du noyau ;

- taux, espacement et configuration de l'armature transversale ;
- forme de la section du béton confiné ;
- rapport entre l'aire de la section confinée et celle de la section totale ;
- vitesse de déformation ;
- armature transversale supplémentaire ;
- chargement cyclique ;
- caractéristiques des aciers ;
- intensité de l'effort normal ;
- armature transversale supplémentaire ;
- chargement cyclique ;
- caractéristiques des aciers ;
- intensité de l'effort normal ;

V.3. Modélisation

V.3.1 Aperçu historique

Les premières recherches investies dans le comportement et la modélisation du béton confiné ont montré que la résistance et la déformation longitudinale correspondante à un béton confiné par une pression hydrostatique peut être exprimée par les relations suivantes :

$$f'_{cc} = f'_{co} + K_1 f_1 \quad (51)$$

$$\epsilon_{cc} = \epsilon_{co} [1 + K_2(f_1 / f'_{co})] \quad (52)$$

Où f'_{cc} et ϵ_{cc} désignent respectivement la résistance maximale et la déformation correspondante sous l'action d'une pression hydrostatique latérale;

f'_{co} et ϵ_{co} désignent respectivement la résistance du béton non confiné et la déformation correspondante ; K_1 et K_2 sont des coefficients fonction de la composition du béton .

Suite aux résultats de leur essais expérimentaux, Richart et al [17] ont évalué moyennement les coefficients K_1 et K_2 aux valeurs respectives 4.1 et 5 K_1 . Il a été également conclu que la résistance du béton confiné par une pression hydrostatique passive est sensiblement égale à celle d'un béton soumis à une pression passive latérale équivalente de confinement dû à la présence d'armature en spires étroitement espacées. L'influence des armatures transversales sur le comportement des sections en béton armé a fait l'objet d'une étude précoce menée par King [18].

Une formulation exprimant la résistance ultime des sections de poteaux en béton armé a été établie, par contre la ductilité n'a bénéficié d'aucune attention particulière.

En plus des effets bénéfiques dus à la capacité de rotation des rotules plastiques confinées dans le calcul des structures hyperstatiques; Blume et al [18] ont indiqué l'avantage de l'utilisation du béton confiné dans la conception sismique. Dans ce contexte, ils ont proposé des méthodes d'estimation des moments et courbures ultimes, sans tenir compte de l'incidence de l'armature de confinement.

Durant les années 60-70, les recherches sur le comportement du béton armé confiné ont été essentiellement conduites sur des modèles réduits chargés de manière concentrique avec un taux de déformation quasi-statique. Des études menées par Bertero et al [19], concernant les zones comprimées (poteau - poutre) confinées par des armatures transversales ont permis de conclure que de grandes courbures ultimes peuvent être atteintes. Kent et Park [19] ont été les pionniers à formuler un tel modèle de comportement, en introduisant l'effet de confinement du béton par des armatures transversales, ce qui s'est traduit par le redressement de la branche plastique de la courbe et l'augmentation du raccourcissement ultime du béton, figure 5.1 . Ce modèle a été établi en se basant surtout sur les résultats expérimentaux de Roy et Sozen [19], cependant il a été omis de tenir compte de l'augmentation de la résistance due au confinement du béton.

Plus tard, durant la décennie 80, Scott et al [20] et Park et al. [21] ont mené des tests sur des modèles à échelle réelle leur permettant de modifier et affiner le modèle Kent & Park en introduisant un coefficient correcteur K pour tenir compte de l'amélioration de la résistance et la ductilité due au confinement, et en incluant aussi l'influence de la vitesse de déformation.

Les années 80 ont été marquées par un travail de recherche intensif sur le confinement, où sur la base d'un large data expérimental une variété de modèles contrainte-déformation du béton confiné ont été développés. Uzumeri et Sheikii [22] ont proposé un modèle similaire à celui de Kent & Park modifié, défini par quatre régions, Figure 5.2. Ce modèle a introduit la distribution des armatures longitudinales et la configuration des armatures transversales, aboutissant ainsi à

une meilleure prédiction que celle fourni par le modèle de Kent & Park modifié, où la résistance et la ductilité sont surestimées [17].

Les travaux de recherche entrepris par l'école New Zélandaise ont été couronnés par l'établissement d'un modèle unifié [17], simple d'application et couvrant toutes les formes de section usuelles vu que les modèles précédents ne concernent que des configurations particulières (rectangulaire ou circulaire). En plus, la formulation de ce modèle contient la notion de contrainte latérale effective de confinement.

En outre, Mander a élargi le domaine d'applicabilité de ce modèle en modifiant les paramètres relatifs au chargement quasi-statique (f'_{cc} , ε_{cc} , E_C) par des facteurs d'amplification dynamique, afin d'inclure l'effet de la vitesse de chargement.

Une intéressante étude comparative de certains modèles représentatifs [23], où l'influence de l'antécédent de déformation et la préfissuration initiale avec le concours du gradient de déformation ont été considérés; a abouti aux conclusions suivantes :

- les modèles de Kent & Park et Uzumeri & Sheikh apparaissent plus appropriés pour l'étude des éléments soumis au gradient de déformation bien qu'ils surestiment la capacité de résistance des éléments initialement fissurés.
- la capacité de résistance des éléments préfissurés sous chargement cyclique peut être convenablement prédite en utilisant le modèle de Thompson et Park. Cependant une bonne convergence peut être obtenue à l'aide du modèle Kent & Park modifié si la courbe enveloppe est recherchée.

Les années 90 ont vu l'extension des travaux de recherche au confinement du béton à haute résistance (BHR) dont l'utilisation est devenue de plus en plus accrue. Les modèles relatifs au béton à résistance ordinaire restent dans ce cas inadéquats, du moment que le BHR a un comportement intrinsèque moins ductile. Cependant, les résultats expérimentaux obtenus [24-25] ont montré qu'un BHR adéquatement confiné exhibe un comportement ductile satisfaisant avec un gain significatif sur la résistance et la ductilité si une quantité d'armature transversale appropriée est fournie. Se basant sur ces résultats, Cusson et Paultre [26] ont proposé un modèle introduisant un indice de confinement effectif pour la modélisation de la branche descendante.

V.3.2. Modèles représentatifs

A) Béton à résistance ordinaire (BRO)

1) Kent & Park Modifié

Ce modèle a été originalement proposé par Kent et Park [9] et modifié par la suite par Park et al. [21]. Cette modification a porté essentiellement sur l'introduction d'un coefficient K , tenant compte de l'effet du confinement sur l'amélioration de la résistance et la déformation ultime du béton. Cette augmentation de la résistance est supposée égale à $\rho_{sh} f_{yh}$. La pente de la branche descendante de la courbe a été maintenue jusqu'à (20% de la résistance maximale, au delà de cette valeur la pente devient représentée par une ligne horizontale, comme l'illustre la Figure 5.3.

2- Sheikh & Uzumeri

Le développement de ce modèle [22] est basé sur l'hypothèse stipulant que l'aire du béton effectivement confinée, déterminée selon la distribution de l'armature longitudinale, la configuration de l'armature transversale résultante et son espacement, est inférieure à l'aire du noyau de béton. Ce modèle, indiqué par la (Figure 5.2) a été ajusté par des résultats expérimentaux sur des spécimens à échelle réelle sous sollicitation concentrique.

3-Mander & al:

Le modèle unifié [17], découlant des travaux de recherche entrepris par l'école New Zélandaise, est caractérisé par la simplicité de son application et par sa couverture de toutes les formes de section usuelles, Figure 5.4. La contrainte effective latérale de confinement, égale dans chaque direction, a été trouvée fonction du rapport des résistances à la compression du béton confiné f'_{cc} et non confiné f'_{co} .

4- Murat et al:

Le modèle [27], représenté par la Figure 5.5, a été développé à partir d'une synthèse des modèles existants en introduisant l'influence du gradient de déformation. Ce modèle a été validé par un large data expérimental, et il a été trouvé satisfaisant d'utilisation pour les sections où le gradient de déformation est constant.

Les divers modèles analytiques présentés semblent adopter le même principe que celui du modèle de Kent & Park modifié sauf que chacun a incorporé ses propres variables affectant le comportement contrainte-déformation du béton confiné.

Cependant, le modèle de Mander & al. Apparaît le modèle le plus approprié du moment qu'il présente une simplification par rapport aux modèles précédents en l'unifiant pour des sections circulaires et rectangulaires. En plus, ce modèle décrit une courbe contrainte déformation continue, en s'articulant sur une formulation mathématique simplifiée; ce qui lui a permis par ailleurs d'être communément repris et affiné dans plusieurs travaux ultérieurs.

5- Bousalem et al

Ce modèle [28] a été fondamentalement basé sur l'observation des résultats d'essais expérimentaux menés durant les deux dernières décennies. Une courbe typique contrainte déformation déterminée par le modèle proposé est schématiquement représentée dans la (figure 5.6). Les essais ont prouvé que le comportement du béton en compression dépend de sa richesse en confinement généré incontestablement par une disposition adéquate de l'armature transversale, résultant en un accroissement aussi bien en capacité de résistance qu'en capacité de déformation.

B- Béton à haute résistance (BHR) :

Les modèles relatifs au béton à haute résistance sont relativement rares dans la littérature, et les travaux récemment publiés ont montré que la nécessité d'établir un modèle analytique pour le BHR s'impose. Divers travaux expérimentaux ont été entrepris pour servir comme base référentielle afin d'apporter les corrections indispensables sur des modèles préformulés. On constate que la formulation de ces derniers est très similaire à celle spécifique au BRO. Les modèles se rapportant au BHR sont issus, comme pour le BRO, des deux principales écoles : américaine (Shamin Sheikh et al.) et new zélandaise (Park et al.).

Dans ce contexte, Cusson et Paultre [29] ont proposé un modèle. Figure 5.7, s'inspirant des modèles de Mander & al. et de Fafitis & al.[30] et des résultats obtenu par Nagashima et al, conduits sur 52 spécimens à échelle réelle ; pour décrire respectivement la partie ascendante et descendante de la courbe contrainte-déformation, en introduisant un indice de confinement effectif pour tenir compte de l'incidence de la résistance du béton, afin d'apprécier le gain sur la résistance et la ductilité.

Il a été expérimentalement [24,29] constaté que le comportement du BHR est caractérisé par une désintégration brutale du béton d'enrobage. Cependant un gain significatif de résistance (50 à 100%) et de ductilité (10 à 20%) a été enregistré au sein du noyau des échantillons soigneusement confinés en comparaison avec ceux non confinés. La rupture des éléments en BHR est régie par la formation de surfaces de cisaillement dans le plan incliné le plus défavorisé, séparant le noyau

en deux coins. L'inclinaison du plan de cisaillement par rapport à l'axe vertical variait entre 25° et 45° , respectivement pour les spécimens faiblement et hautement confinés.

Il a été observé que l'efficacité du confinement sur le BHR n'est pas aussi prononcée comparativement à celle enregistrée sur le BRO. Cependant des gains non négligeables sur la résistance et la ductilité peuvent être réalisés à travers une disposition minutieuse de l'armature longitudinale et transversale. En outre, il a été noté par ailleurs [31] que :

- la déformation de l'armature de confinement est inversement proportionnelle avec l'augmentation de son espacement, résultant ainsi à une amélioration relative de la résistance.
- l'influence de l'armature transversale sur l'amélioration de la résistance diminue avec l'accroissement de la résistance à la compression du BHR.

A la lumière des résultats produits par les diverses études indiquées précédemment, il a été conclu que les paramètres suivants affectent positivement le confinement, à savoir :

- l'espacement approprié de l'armature transversale ;
- la distribution adéquate de l'armature longitudinale autour du périmètre de la section ;
- l'augmentation du rapport volumétrique de l'acier transversal sur le noyau du béton ;
- l'augmentation de la contrainte élastique de l'acier transversal ;
- l'utilisation de l'armature en spire à la place de l'armature rectangulaire.

V.4. Ductilité locale et notion de longueur de confinement

La demande de ductilité est mieux appréciée à travers le coefficient de ductilité de courbure μ_ϕ , dicté par le comportement moment - courbure de la section, par conséquent le choix d'un modèle approprié est nécessaire afin de pouvoir prédire ce comportement. La rotulation dans les zones dissipatives d'énergie est atteinte suite à la diffusion de la plastification à travers une longueur potentielle dite longueur de rotule plastique. Celle ci est définie comme étant la longueur équivalente de la rotule plastique au-delà de laquelle la courbure plastique sera considérée comme constante et elle est principalement influencée par la demande de ductilité de courbure μ_ϕ . Un travail de recherche intensif [18-32] a été effectué

dans ce domaine et a été couronné par la formulation d'expressions semi empiriques conduisant à une multitude de résultats dispersés selon le modèle théorique préétabli.

Baker et Amarakone [21] ont proposé l'expression suivante : $L_p=0.8K_1 K_3(c/d)z$ basée sur le rapport c/d où c représente la profondeur de l'axe neutre

correspondante au moment ultime de la section. Cependant, cette expression s'est avérée imprécise pour un effort axial d'intensité élevée.

Dans le même contexte, Corley [21] a suggéré l'utilisation de l'équation:

$$L_p=0.5d+ \sqrt{d}(z/d) \quad (53)$$

Qui a été jugée par la suite comme étant non conservative.

Sawyer [32] a proposé une formule simplifiée pour les poutres, reprise récemment par Scholz [32], qui se présente sous la forme:

$$L_p=0.25d_{bl} +0.075z \quad (54)$$

Selon ces constatations, basées beaucoup plus sur des recherches expérimentales, il s'avère que:

- la rotule plastique s'étend sur une longueur égale à deux fois la hauteur de la poutre [32] ;
- l'augmentation du taux d'armature longitudinale réduit l'étendue de la zone plastique [33] ;
- pour la même quantité d'armature, une distribution uniforme du ferrailage améliore l'étendue de la longueur de la zone plastique [34].

Pour le cas des poteaux, Park et Priestley [35] ont proposé l'expression empirique :

$$L =0.08l_c +6d_{bl} \quad (55)$$

Il a été démontré [36] que plus la charge axiale est importante et plus l'influence du confinement est déterminante sur la longueur de la rotule plastique. La longueur L_p sera est donnée par l'équation :

$$L_p=k(0.25d_{bl} +0.075z) \quad (56)$$

L'intensité de l'effort normal :

$$k = 1 + 0.5N/N_{uz} \quad (57)$$

Récemment, et sur la base d'une multitude de résultats expérimentaux, Watson et al. [37] ont proposé la loi :

$$L_c / h^c = 1 + 2.8[P_c / (\Phi f_{co} A_g)] \quad (58)$$

Il s'est avéré que cette équation est conservative pour l'évaluation de la longueur de confinement, et ce pour le cas général de poteaux.

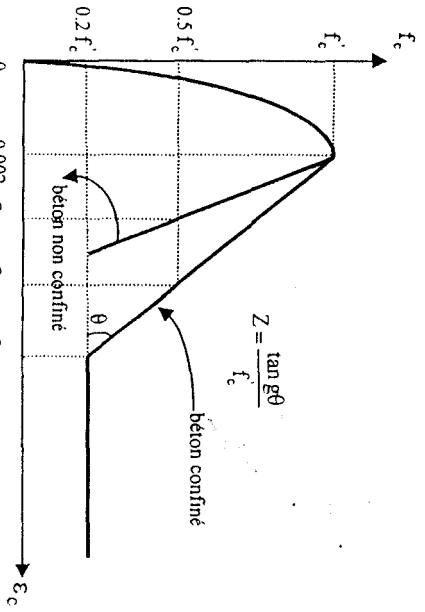


Fig.5.1 : Courbe contrainte-déformation du béton confiné, Kent et Park (1971)

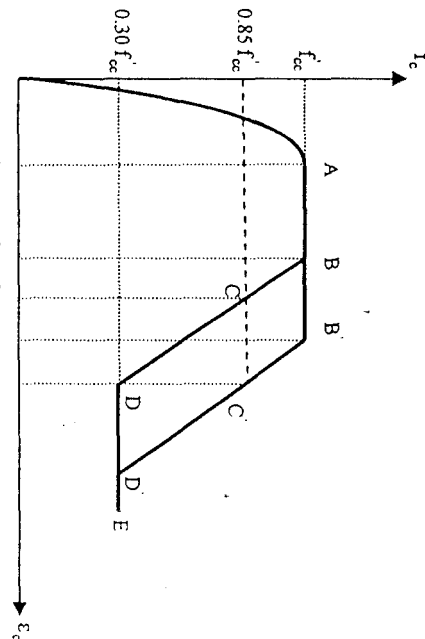


Fig.5.2 : Courbe contrainte-déformation du béton confiné, Sheikh et Uzumeri (1982)

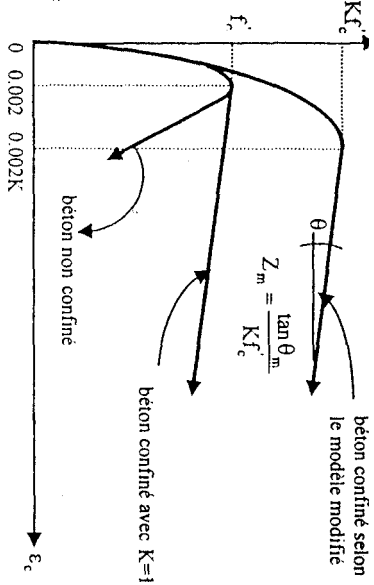


Fig.5.3 : Courbe contrainte-déformation du béton confiné et non confiné, Kent et Park modifié (1982)

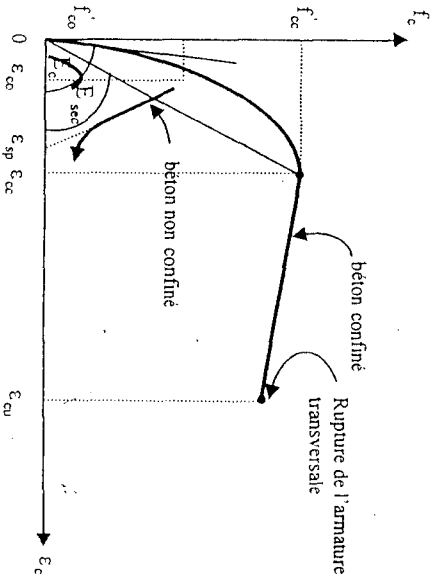


Fig.5.4 : Courbe contrainte-déformation du béton confiné et non confiné, Mander et al. (1988)

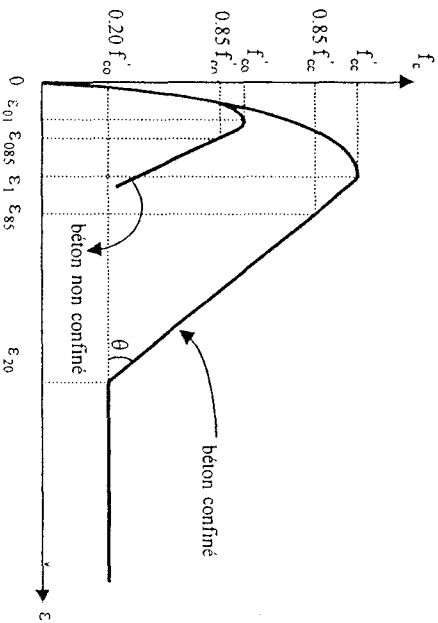


Fig.5.5 : Courbe contrainte-déformation du béton confiné et non confiné, Murat et al. (1992)

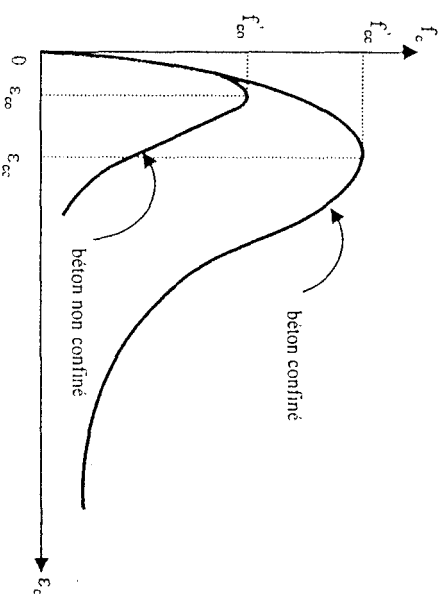


Fig.5.7 : Courbe contrainte-déformation du béton à haute résistance confiné et non confiné, Cusson et al. (1992)

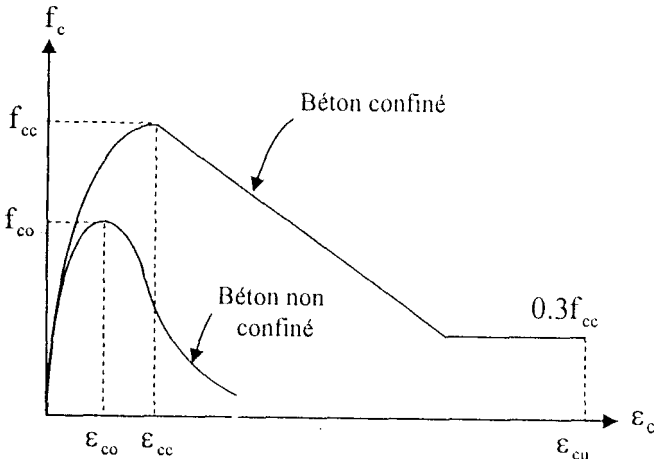


Fig5.6 : courbe contrainte-déformation pour béton confine

Bousalem et al

Chapitre VI

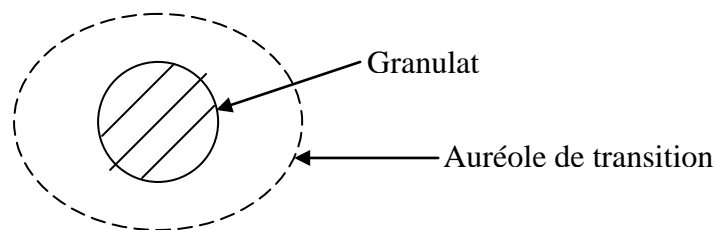
Comportement Mécanique Du Béton Et Critères De Ruptures

VI. Comportement Mécanique Du Béton Et Critères De Ruptures

VI.1. Comportement mécanique du béton

Le béton est un matériau composite constituée de granulats et d'une pâte de ciment composée de : ciment, sable et d'eau. Son rôle est de lier les granulats entre eux. Elle est caractérisée par une porosité et par conséquent une résistance plus faible. Il est à noter que les structures en pores ont une grande influence sur les propriétés mécaniques du béton (Rostasy et al. 1980, Rossler & Older 1985, Pereira et al. 1989, Noumowe 1995).

Au niveau de ces pores, on constate une concentration de microfissures. Récemment, le recours au béton de haute performance a réduit considérablement de ces défauts et de la porosité (Regoud-Morville 1982, Amziane 1998). L'endommagement est due principalement à la fissuration qui se naît d'abord à l'interface (microfissures) et qui se propage en fonction de la grandeur des charges appliquées.



Interface pâte - granulat

À un niveau macroscopique, le béton est considéré comme un matériau homogène isotrope à l'état initial. La propagation de microfissures au cours du chargement contribue considérablement à la non linéarité de comportement du béton.

Quelques microfissures peuvent se développer pendant le chargement en raison de la différence de rigidité entre les agrégats et le mortier. La pâte constitue le lien le plus faible dans le système composé. C'est la raison primaire de faiblesse du béton en traction.

VI.1.1. Comportement uniaxial du béton

a) Comportement en compression

L'essai de compression uniaxial est largement étudié afin de connaître la réponse des éprouvettes en béton (Wastiels 1979, Mazars 1984, Chen 1982, Ramtani 1990 ...etc.). L'allure générale de la courbe contrainte - déformation est donnée par la figure 6.1. Le comportement du béton vis à vis d'efforts statiques de compression est caractérisé par des changements rhéologiques auxquels on distingue cinq zones de comportement d'après Mehta & Monteiro (1993).

1. La réponse du matériau est quasi-linéaire jusqu'à 30% de la contrainte limite en compression simple f_c (zone A) où on observe l'apparition des microfissures à l'interface pâte - granulats et leur propagation est très faible. Cette zone est caractérisée par une stabilité des fissures dans la zone de transition et qui ne se propagent pas sous une charge constante.
2. Une deuxième zone comprise entre 30% à 50% f_c , où se développe un réseau important de microfissures dans l'auréole de transition. Ceci conduit à l'apparition et au développement du comportement non linéaire. Cette zone est caractérisée par une réduction de rigidité matérielle résultant du développement significatif de la première fissure et sa propagation dans la zone de transition (Frantzeskakis 1987, Choi & Cheung 1996).
3. Dans la région comprise entre 50% et 75% de la contrainte limite de compression, il résulte une réduction, importante de la rigidité du béton (zone C). Elle est due partiellement à l'effet de la première fissure et au développement des fissures instables dans la pâte qui continuent à se développer sous un chargement constant.
4. Le béton chargé au-delà de 75% de la contrainte limite en compression simple (zone D), la non linéarité s'accroît et les microfissures s'orientent parallèlement à la direction du chargement et se généralisent dans la pâte de ciment. La dégradation du matériau conduit à la création d'une zone d'instabilité.

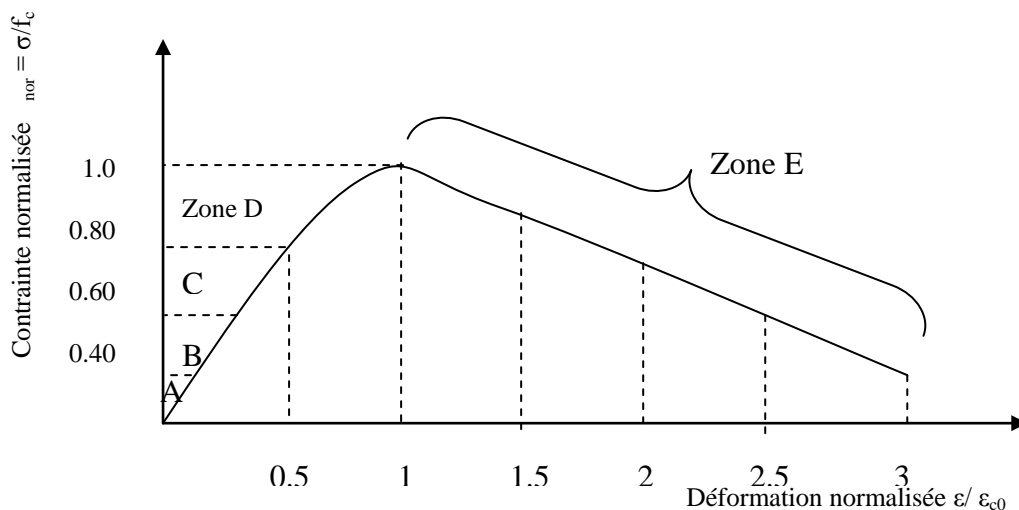


Figure 6.1 : Comportement du béton en compression d'après Bahn&Hsu(1998)

5. Le comportement post-pic (zone E) conduit à une réduction significative de la résistance en compression. Cette réponse résulte du développement de multiples systèmes de fissuration. La région post-pic représente le comportement

adoucissant du béton. La branche descendante est associée à une forte dilatation (expansion latérale) (figure 6.2) donnant la variation de la contrainte appliquée en fonction de la variation de volume de l'éprouvette. On signale que l'allure de la courbe descendante est influencée par le mode de chargement (vitesse de chargement) et de la résistance à la rupture. Plus f_c augmente plus le comportement post-pic est raide (Wishers 1978, Winter & Nilson 1979, van Mier 1997, Shields 2001).

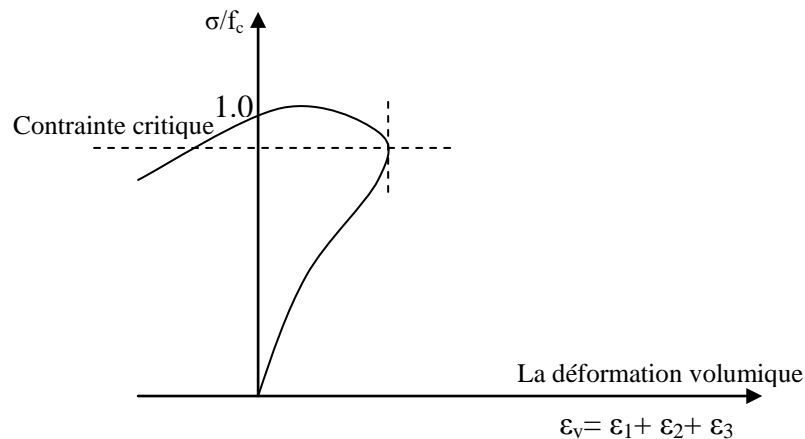


Figure 6.2: Expansion latérale du béton dans la région post-pic

D'une façon générale, il est noté que la dégradation mécanique du béton est due principalement au développement de microfissures qui sont liées à l'effet des extensions (déformations positives) (Iorrain 1974, Mazars 1984). L'expérimentation optique a montré que l'orientation privilégiée des microfissures est perpendiculaire aux directions d'extension qui sont à l'origine du changement du comportement anisotrope du béton. De plus, il a été montré (Torrenti 1993) que les déformations se localisent dans l'éprouvette au pic d'effort ce qui explique le comportement adoucissant du béton et celui d'une structure dans laquelle le matériau ne répond pas d'une manière homogène. On peut résumer ce qui est déjà présenté-en :

1. Initialement, le béton se comporte comme un matériau élastique.
2. La charge appliquée est monotone. Le phénomène des microfissures a conduit à une réduction significative de la rigidité matérielle.
3. Eventuellement, la déformation de compression augmente, il résulte un développement de multiples systèmes de fissuration.

b) Comportement en traction

Une étude historique des résultats de la détermination de la résistance du béton

en traction a été publiée par C.E.B (1997). Le béton est connu par une résistance faible en traction mais n'est pas un matériau a traction nulle. Sa résistance limite est de l'ordre 1/10 de celle de compression. Donc, la connaissance de ses propriétés en traction est nécessaire pour une description complète de son comportement matériel.

Vu que la majorité des codes de calcul des structures en béton arme néglige l'effet de traction d'une part et la difficulté de la réalisation de ce type d'essai d'autre part, s'expliquent par la moindre matière documentaire dans ce domaine. Souvent, on fait recours a des essais indirects pour déterminer la résistance du béton en traction a partir de sa résistance en compression et ce en la multipliant par 0.90 (Nylinder 1997).

D'après Noghabi (1998), le test indirect de détermination de la résistance limite de traction, sous le contrôle de la déformation, est relativement nouveau et considère comme un essai très sophistiqué.

Donc il est nécessaire de connaître la résistance limite et les courbes réelles Contraintes - déformations du béton à la traction dans les zones non fissurées afin de pouvoir estimer la résistance globale d'un élément soumis a une flexion (simple ou composée). La figure 6.3 présente la courbe contrainte - déformation du béton en traction simple (essai en traction direct) (Hughes & Chapman 1966).

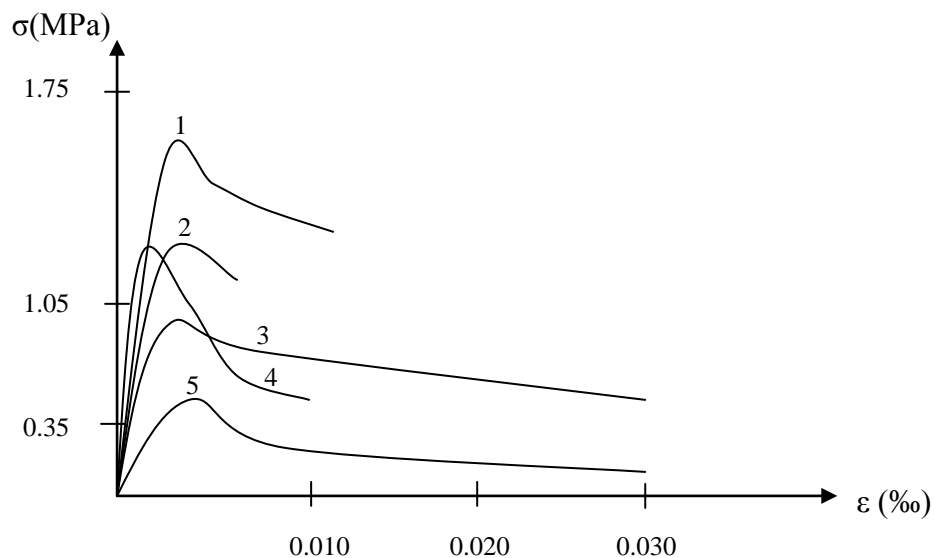
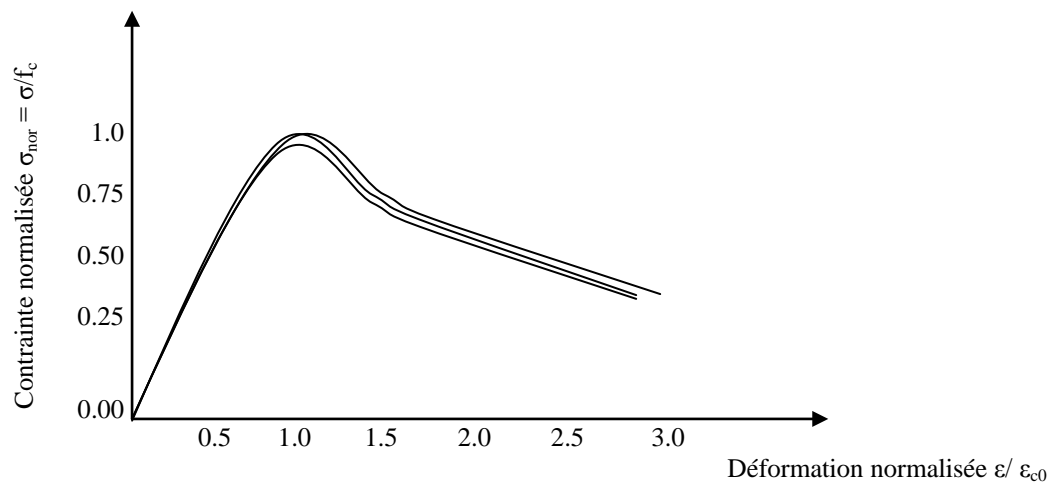


Figure 6.3: Courbe contrainte - déformation en traction simple (extrait de Chen 1982)

Toutes les courbes expérimentales à ce sujet montrent un comportement élastique linéaire jusqu'à une contrainte égale à 60% de la résistance limite en traction. Ensuite, les courbes s'écartent de la ligne élastique. Le module de Young à l'origine est le même en traction qu'en compression. Dans la phase post-pic (figure 6.4), on constate un comportement adoucissant du béton (Terrien 1980, Yankelevsky 1987, Cedolin 1987, Ramtani 1990, Hordijk 1991,

Casanova 1996, Noghabi 1998).



**Figure 6.4 : Comportement du béton en traction direct
(Extrait de Yankelevsky 1978)**

Les chercheurs (Gopalaratnam & Shah 1986, Heilmann et al. 1969, Maso 1972) ont interprété que le comportement post-pic du béton n'est pas évident du fait de l'influence de la taille de l'éprouvette et de la localisation des déformations dans la zone de rupture. La zone post-pic est caractérisée par une chute presque brutale de la contrainte. Durant cette phase, les microfissures bifurquent dans la pâte de ciment et se propagent pour constituer une fissure continue perpendiculaire à la direction de la contrainte principale majeure.

L'utilisation de la théorie de la mécanique à la rupture exprimée en relation Contrainte - déformation ou contrainte - ouverture de fissures, a permis de présenter des modélisations du comportement post-pic du béton (Cedolin et al. 1977, Reinhardt 1986, van Mier 1991). Mazars et al. (1987) ont réalisé des essais de traction sur des éprouvettes prismatiques. La transmission de l'effet au béton se fait par l'intermédiaire des barattes en acier collées sur les faces de l'éprouvette. Ce dispositif a permis de cerner le comportement adoucissant du matériau après le pic et de caractériser l'endommagement diffus.

Les cycles charge - recharge permettent de constater une chute importante de la raideur, en fin d'essai $E = E_0/2$, correspond à l'apparition des déformations permanentes (Lee & Willam 1997).

VI.1.2. Comportement biaxial du béton

L'étude du comportement multiaxial du béton est indispensable à l'écriture et à la description des mécanismes des critères de rupture.

En compression biaxiale, la réponse d'une éprouvette cubique en béton soumise à un chargement biaxial a été étudiée par Nelissen (1972), Tasuj et al. (1978), Kotsivos (1977, 1979), He et al. (1999) et Hanganu et al. (2002).

Précédemment, Kuprer et al. (1969) avaient montré que le comportement en compression biaxiale se caractérisait vis à vis la compression axiale par une augmentation de la résistance ultime de 25% et par un renforcement de la ductilité de 15-30% (figure 6.5).

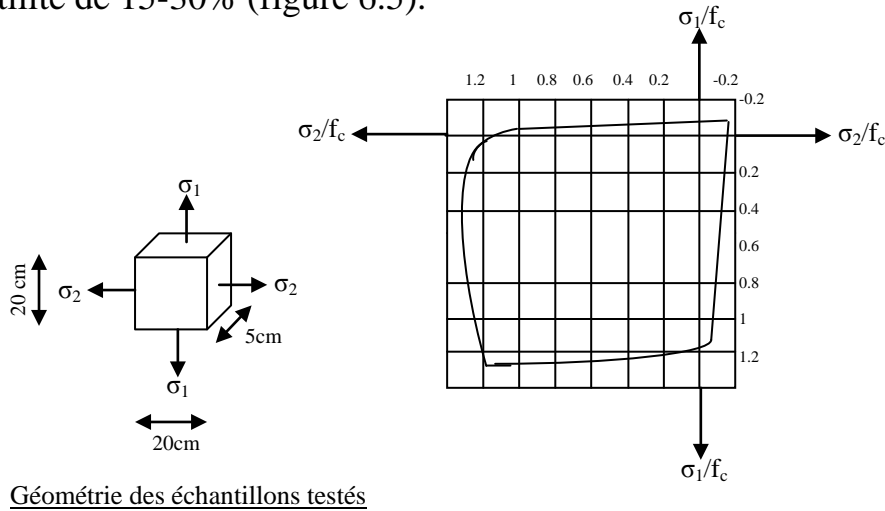


Figure 6.5: Comportement biaxial du béton d'après Kupfer et al. (1969)

Sous une traction biaxiale. Le béton montre une résistance égale ou légèrement inférieure de celle de l'essai uniaxial. Dans le cas d'une combinaison couplée de traction - compression, la résistance à la compression diminue presque linéairement avec la croissance de la contrainte principale de traction.

Par ailleurs, on constate identiquement au cas monoaxial (figure 6.6) une augmentation du volume à la rupture suivant l'accroissement de la déformation. Le volume anélastique créé est appelé une dilatance, elle est due à l'évolution de la taille des fissures dans le béton.

Kupfer et al. (1969), Yin et al. ont réalisé une série de tests pour étudier la réponse du béton soumis à un chargement bidimensionnel. Eventuellement, l'objet commun de leurs travaux a pour but de suivre la réponse du béton jusqu'à la rupture. L'effet d'une pression confinée modérée suivant la troisième dimension sur les surfaces de rupture a été étudié par van Mier (1986).

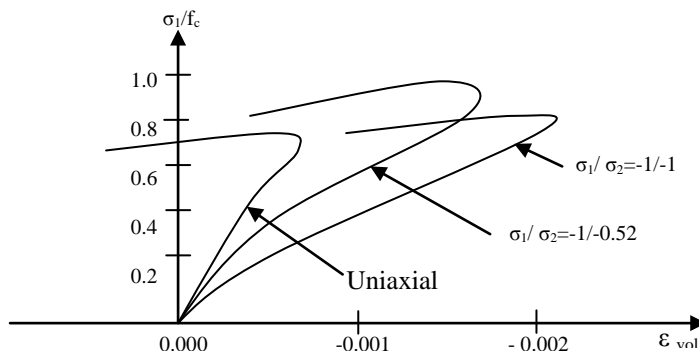


Figure 6.6 : Comparaison entre les variations de volume dans le cas uniaxial et biaxial

Les résultats obtenus par Yin et al. (1989) montre que la surface de rupture est légèrement plus élevée par rapport à celle de Kupfer et al. (1969). La différence entre ces deux surfaces de rupture est due à l'effet d'un ensemble de facteurs tels que : la vitesse de chargement, conditions de test, la préparation des échantillons et les propriétés des mélanges (effet de taille).

En traction biaxiale, le comportement du béton est analogue à celui en traction uniaxiale avec des déformations maximales moins élevées. Le plan de rupture est toujours perpendiculaire à la direction de la contrainte principale majeure.

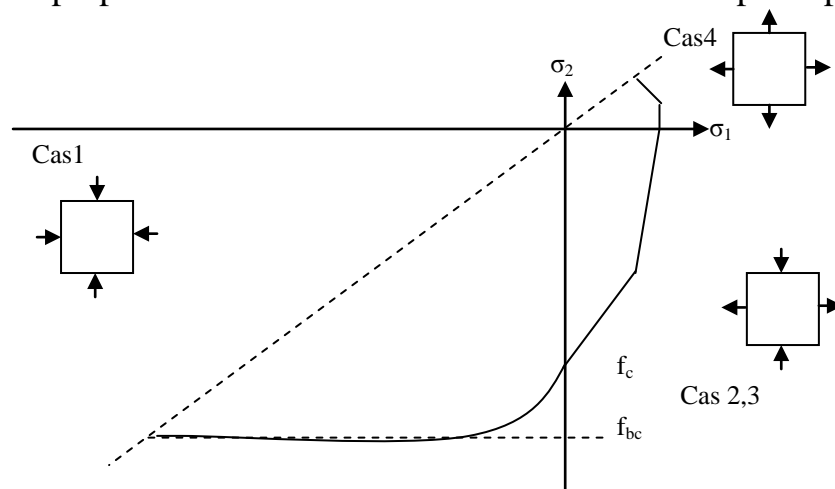


Figure 6.7: Limite de rupture du béton sous charges biaxiales et direction des plans de fissuration (Nelissen)

VI.1.3 Comportement triaxial du béton

a) Compression hydrostatique

Sous chargement hydrostatique ($\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3$), on observe un comportement non linéaire (figure 6.8) Les expériences ont été réalisées sur des éprouvettes cylindriques en béton (Gerstle 1981, Scavuzzo et al. 1983, Winkler 1984, Buyukozturk et al. 1984, Wang et al. 1997, Kang 1997, Harti & Handel 2002, Kwon & Spacone 2002). Elles sont placées dans une cellule dite triaxiale où un fluide exerce une pression latérale uniforme sur toute la surface de l'éprouvette. L'analyse des résultats obtenus permet de distinguer trois phases de comportement la première est quasi-linéaire dans un domaine nettement plus grand que celui obtenu en compression uniaxiale ou biaxiale, la seconde correspond à un effondrement progressif due à la destruction des pores.

Trois modes de rupture peuvent être observés dans le cas d'une compression triaxiale ($\sigma_1 > \sigma_2 > \sigma_3$) en valeurs absolues : Wang et al. 1987)

a) Si σ_2 et σ_3 sont inférieurs à $0.10 \sigma_1$ les fissures se naissent dans le plan perpendiculaire aux directions de σ_2 et σ_3 . Ces fissures divisent l'échantillon

en deux parties séparées.

b) lorsque la contrainte σ_3 est inférieure à $0.10 \sigma_1$ mais la contrainte principale intermédiaire est supérieure à $0.15 \sigma_1$, dans ce cas et grâce au confinement de l'échantillon suivant la direction de σ_2 , les fissures se développent uniquement dans le plan perpendiculaire à la direction de σ_3 .

c) Pour un confinement élevé de l'échantillon en conséquence des contraintes de compression σ_2 et σ_3 qui sont du même ordre que σ_1 , l'échantillon est apte de soutenir une quantité importante de déformation et un changement de volume.

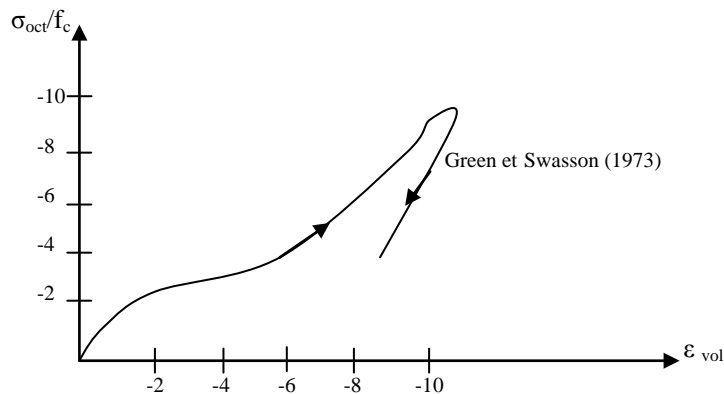


Fig 6.8: Comportement du béton sous contrainte hydrostatique
(extrait de Chen 1982)

b) Compression déviatorique

Balmer (1954) a réalisé un essai triaxial avec une pression latérale ($\sigma_2 = \sigma_3$) dans lequel on observe une augmentation de la résistance et de la ductilité lorsque la pression latérale croît sous forte pression (figure 6.9).

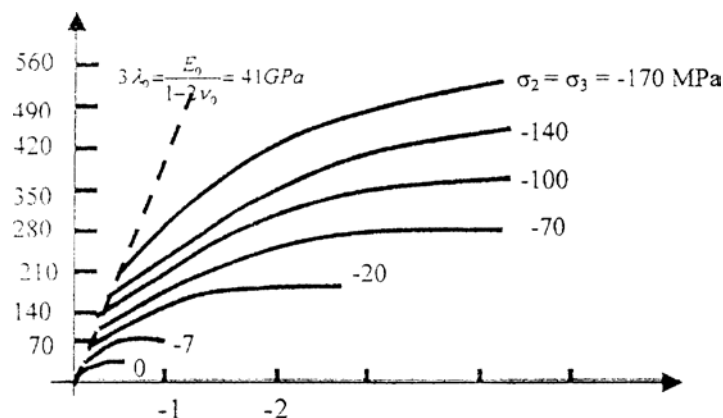


Figure 6.9 Essai du triaxial de révolution
(Extrait de Chen 1982)

Habib & Charpentier (1980) et Mazars (1984) ont mis en évidence l'influence du déviateur de contraintes sur le comportement du béton et sur le mode de

rupture qui est toujours parallèle a la direction d'extension déviatoire maximale.

VI.2. Critères de rupture

De nombreux critères de rupture ont été publiés sur le comportement ultime du béton en état biaxial (Kupfer 1969, Kupfer & Gerstle 1973, Tasuj et al. 1978, Bhatt & Abdelkader 1998). De même, les critères de rupture tridimensionnel ont aussi connu des développements (Launay & Gachon 1970, Milles & Zimmerman 1971, Kang 1997, Harti 2000, Harti & Handel 2002).

La classification universelle des critères de rupture est basée principalement sur le nombre de paramètres qui les définissent (Chen 1982), sur cette base, on peut citer les critères suivants :

VI.2.1. Critère a un paramètre

Les critères de von Mises et Tresca initialement conçus pour la plastification des métaux, sont développés aux bétons (Suidan & Schnobrich 1973, Nahas 1986 Vallapian & Doolan 1972, Lm et Scordelis 1975, Ulm 1996, Kang 1997).

Le critère de von Mises est exprimé uniquement en fonction du second invariant du déviateur de contrainte : $F(J_2) = J_2 - k^2 = 0 \dots (59)$
Donc, il est déterminé par le seul paramètre $k = \sigma_{oct} / \sqrt{3}$ et la plastification du matériau se produit dans le cas des matériaux ductiles.

Le critère de Tresca est exprimé par la relation liant le second et le troisième invariants du déviateur :

$$F(J_2, \theta) = \sqrt{J_2} \sin(\theta + \pi/3) - k \quad (60)$$

Dans l'espace des contraintes principales, l'expression du critère de rupture s'écrit:

$$F(\{\sigma\}) = [(\sigma_1 - \sigma_3)/2] - k = 0 \quad (61)$$

Les figures 6.10 et 6.11 présentent respectivement les surfaces limites des critères de von Mises et de Tresca pour le comportement tridimensionnel. La surface d'écoulement de von Mises est un cylindre circonscrit au cylindre de section droite hexagonale de Tresca.

Il est clair que ces critères s'appliquent souvent aux matériaux à comportement symétrique. Dans ce cas, le béton présente un comportement antisymétrique, pour cette raison, on associe souvent un critère de rupture au béton tendu.

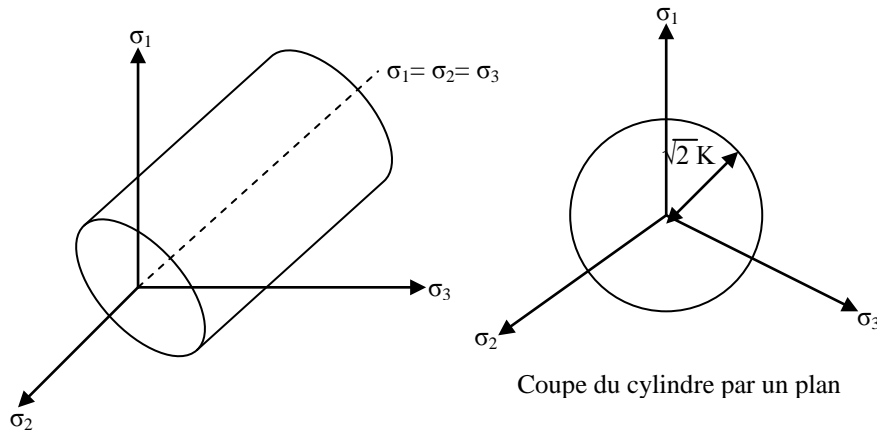


Fig 6.10 : Représentation de critère de Von Mises

On associe en générale le critère de Rankine ; qui est le plus simple et par conséquent le plus utilise pour définir le comportement ultime du béton en traction, il s'écrit :

$$F(J_1, J_2, \theta) = 2(\sqrt{3} \sqrt{J_2} \cos\theta) + J_1 - 3f_t = 0 \quad (62)$$

Ou plus simplement :

$$\sigma_1 = f_t, \sigma_2 = f_t, \sigma_3 = f_t \quad (63)$$

La surface limite est atteinte lorsque la contrainte principale majeure sera égale a la contrainte limite de traction simple.

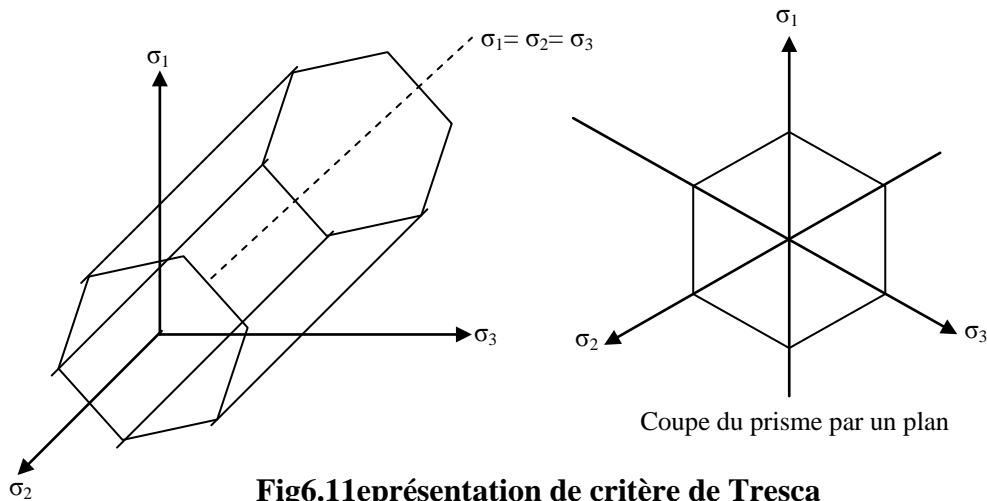


Fig6.11représentation de critère de Tresca

VI.2.2. Critère a deux paramètres

L'extension du critère de von Mises en tenant compte de l'influence de la pression hydrostatique exprimée par le premier invariant J_1 ou par la contrainte normale octaédrique σ_{oct} , est le critère de Drucker-Prager. L'expression correspondante s'écrit :

$$F(J_1, J_2) = (\alpha J_1) + (\sqrt{J_2}) - k = 0 \quad (64)$$

Le critère de Mohr-Coulomb est représenté par une courbe intrinsèque enveloppe tous les états de contraintes correspondant à la rupture. Le critère est défini par la relation :

$$F(J_1, J_2, \theta) = \frac{1}{3} J_1 \sin \varphi + \sqrt{J_2} \left[\sin\left(\theta + \frac{\pi}{3}\right) + \frac{1}{\sqrt{3}} \cos\left(\theta + \frac{\pi}{3}\right) \sin \varphi \right] - c \cos \varphi \quad (65)$$

Avec c et φ sont respectivement la cohésion et l'angle de frottement interne du matériau.

Ces deux critères sont définis par une relation linéaire entre les contraintes normales et tangentielles octaédriques.

$$\tau_{oct} = a + b\sigma_{oct} \quad (66)$$

Le critère de Drucker-Prager a été utilisé par Frantzeskakis (1987) et Nahas (1986) pour étudier les structures planes auxquelles la pression hydrostatique est faible et les résultats obtenus sont satisfaisants.

Il existe d'autres critères de rupture, classés toujours sur la base du nombre de paramètres qui l'utilisent. On peut citer comme exemple, les critères basés sur une relation du second ordre, $\tau_{oct} = f(\sigma_{oct})$ afin de prendre en compte l'allure parabolique de la surface limite. C'est une extension du critère de Drucker-Prager avec un terme en σ_{oct} du second degré. La surface obtenue est convexe et sa formulation mathématique est indépendante de θ

$$F(\sigma_{oct}, \tau_{oct}) = \frac{\tau_{oct}}{f_c} - a + b \frac{\sigma_{oct}}{f_c} - c \left(\frac{\sigma_{oct}}{f_c} \right)^2 \quad (67)$$

Où a , b et c sont trois paramètres du critère.

Willam & Warnke (1974) ont défini une surface limite dépendant de θ , l'intersection de cette surface avec le plan déviatoire étant un triangle arrondi et qu'il a été modifié par Kang (1997). Tandis que la relation $\tau_{oct} = f(\sigma_{oct})$ est supposée linéaire. La formulation de la surface limite est donnée par:

$$F(\sigma_{oct}, \tau_{oct}, \theta) = \frac{\sqrt{3}}{\sqrt{5}} \frac{\tau_{oct}}{f_c} - r(\theta) \left(1 - \frac{\sigma_{oct}}{\rho f_c} \right) \quad (68)$$

Le critère est entièrement déterminé par les trois paramètres r_1 , r_c et ρ qui peuvent être déduits par des essais uniaxiaux de traction, de compression et d'un essai en compression biaxiale.

Le critère de Willam & Warnke fournit des résultats très satisfaisants pour des valeurs de σ_{oct} peu élevées.

Ottosen (1977) a proposé la relation suivante :

$$F(\sigma_{oct}, \tau_{oct}, \theta) = a \frac{(\tau_{oct})^2}{f_c} + \lambda \frac{\tau_{oct}}{f_c} + b \frac{\sigma_{oct}}{f_c} - 1 = 0 \quad (69)$$

Ou a et b sont des constants

Enfin, suite a la dispersion des résultats qui dépendent principalement des conditions d'essai, en particulier dans la zone de compression biaxiale. Il est difficile d'affirmer qu'un critère est meilleur qu'un autre.

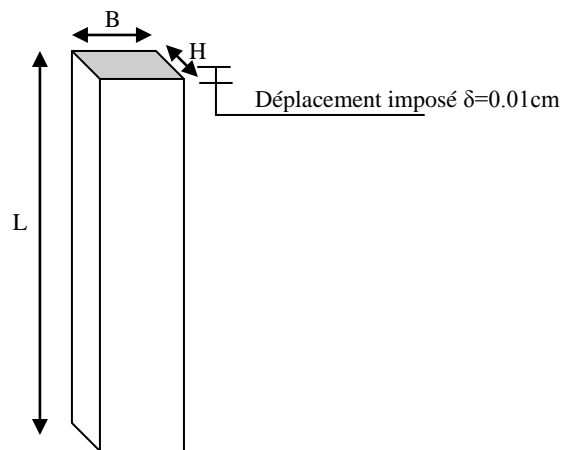
Chapitre VII

Compréhension De Comportement Linéaire Des Profils Creux Et Remplis Du Béton

Le but de ce chapitre est de comprendre le comportement et la répartition des contraintes des profils creux en acier et remplis du béton à partir d'une modélisation linéaire de ces deux types de profils en utilisant un programme en élément finis.

Les profils en acier dont les dimensions sont $70 \times 100 \times 2.5$ mm et d'élancement ($L=200\text{mm}, 300\text{mm}, 400\text{mm}, 500\text{mm}$) et de caractéristiques mécaniques ($\sigma_y=300$ MPa, $E=2050000$ MPa, $\nu=0.3$) sont modélisées en élément coque mince a quatre noeuds discrétisé en éléments de 1×1 cm²

Le béton est modélisé comme élément solide a 8 noeuds dont les caractéristiques mécaniques ($\sigma_{b28}=20$ MPa, $E=30000$ MPa), avec une discrétisation en éléments de $1 \times 1 \times 1$ cm³.



VII.1. Rappel sur la théorie d'élasticité

Tous les matériaux de construction possèdent à un certain degré la propriété d'être élastique. C'est-à-dire que si les forces extérieures qui provoquent la déformation d'un corps, ne dépassent pas une certaine limite, la déformation disparaît en même temps que la force qui lui a donné naissance. Nous supposons que les corps, soumis à l'action des forces extérieures sont parfaitement élastiques, c'est-à-dire qu'ils reprennent exactement leur, forme initiale dès que les forces en question cessent d'agir.

Les matériaux utilisés dans les constructions ne satisfont généralement pas à cette hypothèse. Lorsque par exemple on examine au microscope un corps aussi important que l'acier, on s'aperçoit qu'il est constitué par une masse de cristaux de diverses espèces. Différemment orientés Ce produit est donc loin d'être homogène, mais l'expérience a démontré que les solutions données par la théorie de l'élasticité sont basées sur la double hypothèse de l'homogénéité et de l'isotropie peuvent être appliquées avec une exactitude parfaite au cas de pièces ou de constructions en acier. La raison en est que les cristaux sont extrêmement petits.

De cette hypothèse. La théorie de l'élasticité a été développée et utilisée depuis longtemps dans le calcul des structures.

La théorie de l'élasticité est une des théories de la mécanique des milieux continus solides.

Equations D'équilibre

Soit l'élément représenté sur la figure (7.1) soumise a des contrainte en deux direction (x et y)

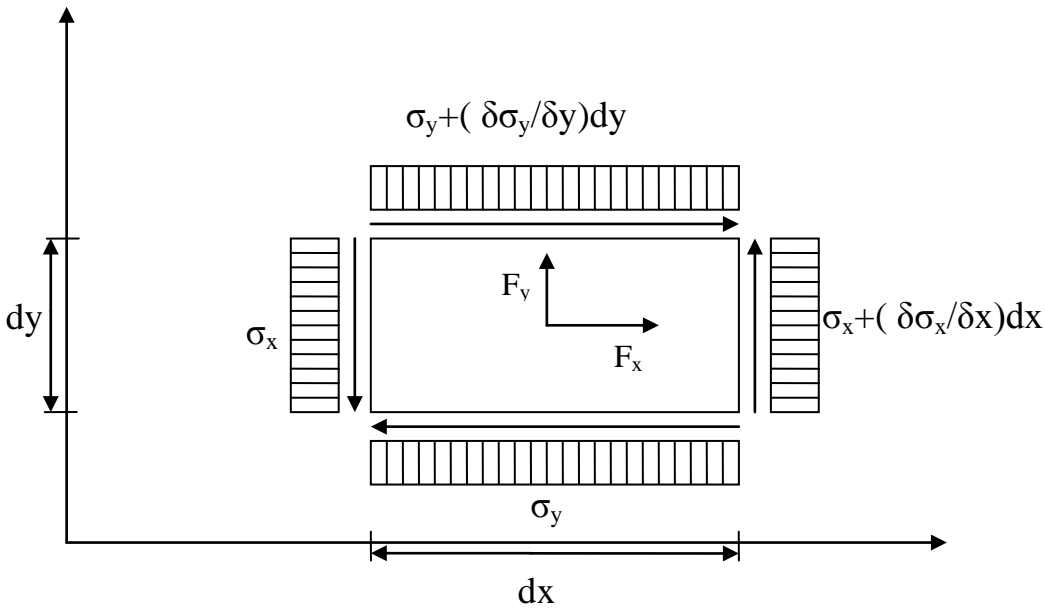


Fig (7.1) : Etat de contrainte dans une section

L'équilibre suivant l'axe x-x donne :

$$\begin{cases} (\delta\sigma_x / \delta x) + (\delta\tau_{yx} / \delta y) + F_x = 0 \\ (\delta\sigma_y / \delta y) + (\delta\tau_{xy} / \delta x) + F_y = 0 \end{cases} \quad (70)$$

F_x, F_y : les forces par unité de surface

En trois dimensions, les équations d'équilibres seront

$$\begin{cases} (\delta\sigma_x / \delta x) + (\delta\tau_{yx} / \delta y) + (\delta\tau_{xz} / \delta z) + X = 0 \\ (\delta\sigma_y / \delta y) + (\delta\tau_{yx} / \delta x) + (\delta\tau_{zy} / \delta z) + Y = 0 \\ (\delta\sigma_z / \delta z) + (\delta\tau_{xz} / \delta x) + (\delta\tau_{yz} / \delta y) + Z = 0 \end{cases} \quad (71)$$

Equations de Condition Aux Limites

A partir des conditions aux limites, on peut aisément déminer des composantes de contraintes qui peuvent agir sur une facette inclinée définie par les cosinus directeurs l, m, n connaissant les six composantes de contraintes en un point.

Les équations des conditions aux limites s'écrit

$$\begin{cases} X_s = l \sigma_x + m \tau_{yx} + n \tau_{xz} \\ Y_s = l \tau_{yx} + m \sigma_y + n \tau_{yz} \\ Z_s = l \tau_{xz} + m \tau_{yx} + n \sigma_z \end{cases} \quad (72)$$

Avec X_s, Y_s, Z_s sont les composantes de force surfaciques extérieures P

Les Contraintes Principales

Il existe au moins un système de trois axes orthogonaux pour les quels aucune contrainte de cisaillement n'agit sur les faces transversales a ces axes : ce sont les axes principaux, et les contraintes correspondantes sont les contraintes principales.

La détermination des contraintes principale se résume par la solution de l'équation suivante

$$\text{Det} ([\sigma] - \sigma [\text{I}]) = \begin{vmatrix} (\sigma_x - \sigma) & \tau_{xy} & \tau_{xz} \\ \tau_{xy} & (\sigma_y - \sigma) & \tau_{yz} \\ \tau_{xz} & \tau_{yz} & (\sigma_z - \sigma) \end{vmatrix} \quad (73)$$

$[\sigma]$: Matrice désignant tenseur de contraintes

$[\text{I}]$: Matrice Identité

Si on suppose que $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$ sont les contraintes principales, alors la matrice contrainte prend la forme

$$\sigma = \begin{pmatrix} \sigma_1 & 0 & 0 \\ 0 & \sigma_2 & 0 \\ 0 & 0 & \sigma_3 \end{pmatrix} \quad (74)$$

Contrainte De Cisaillement Maximal

La contrainte de cisaillement maximale dans un plan coupant suivant la bissectrice l'angle entre la plus grande et la plus petite contrainte principale est égale a la demi différence de ces deux dernières.

$$\tau_{\max} = \left[\pm 1/2 (\sigma_i - \sigma_j) \right] \quad (75)$$

pour $i, j = 1, 2, 3$

Relation Contrainte Déformation

En tous points du corps élastique, chaque composante de tenseur de contrainte est linéairement relié au composante de tenseur de déformation par $\{\sigma\} = [E] \{\varepsilon\}$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_x = 2G\varepsilon_x + \lambda\varepsilon_V \\ \tau_{xy} = G \gamma_{xy} \\ \sigma_y = 2G\varepsilon_y + \lambda\varepsilon_V \\ \tau_{xz} = G \gamma_{xz} \\ \sigma_z = 2G\varepsilon_z + \lambda\varepsilon_V \\ \tau_{yz} = G \gamma_{yz} \end{array} \right. \quad (76)$$

Avec λ, G sont les constantes de Lamé [$\lambda = (\nu E) / (1 + \nu)(1 + 2\nu)$], [$G = E / 2(1 + \nu)$]

$$\varepsilon_V = \varepsilon_x + \varepsilon_y + \varepsilon_z$$

Relation Déformation Contrainte

En inversant la relation précédente en exprime les déformation en fonction de contrainte en trouve :

$$\left\{ \begin{array}{l} \varepsilon_x = 1/E [\sigma_x - \nu(\sigma_y + \sigma_z)], \gamma_{xy} = \tau_{xy} / G \\ \varepsilon_y = 1/E [\sigma_y - \nu(\sigma_x + \sigma_z)], \gamma_{xz} = \tau_{xz} / G \\ \varepsilon_z = 1/E [\sigma_z - \nu(\sigma_y + \sigma_x)], \gamma_{yz} = \tau_{yz} / G \end{array} \right. \quad (77)$$

Avec $G = E / 2(1 + \nu)$ module d'élasticité en cisaillement

Définition D'une Coque

Une coque est définie géométriquement par une surface courbe dotée d'une épaisseur h . cette épaisseur est supposée faible devant les autres dimensions, y compris devant le rayon de courbure minimal r_{\min} de la surface. [38]

Une coque est dite épaisse si $4 < L/h < 20$. Elle est dite mince si $L / h > 20$ (L est la plus petite longueur curviligne de la coque, h est l'épaisseur). [38]

Définition D'un Solide

Un solide est un milieu continu a trois dimension, un élément finis solide est ainsi circonscrit a un certain volume de matériau solide (métaux, béton, roche,...) dont le comportement peut être décrit par une loi rhéologique reliant l'état de contrainte a l'états de déformation. [38]

VII.2. Présentation Des Résultats

Les résultats obtenus de la modélisation linéaire des profils montrent que la contrainte maximale est atteinte au environ de milieu de l'élanement des éprouvettes.

Sur les courbes (Fig 7.1) qui présente la contrainte en fonction de déplacement imposé ($\delta=0.01\text{cm}$) en remarque que la contrainte maximale atteinte pour les profils en acier est 103MPa, et de 120MPa pour les profils mixtes. Elle diminue avec la l'augmentation de l'élanement des spécimens pour atteindre 42.3MPa pour les éprouvettes en acier et 48.5MPa pour les éprouvettes mixtes

Le rapport de contrainte $\sigma_{\text{Acier}} / \sigma_{\text{Mixte}}$ est de l'ordre de 0.85, ce rapport augmente avec l'augmentation de l'élanement pour atteindre 0.87. Le rapport de contrainte $\sigma_{\text{Béton}} / \sigma_{\text{Mixte}}$ est de l'ordre de 0.133 et augmente avec l'augmentation de l'élanement pour atteindre 0.126. (Fig 7.3)

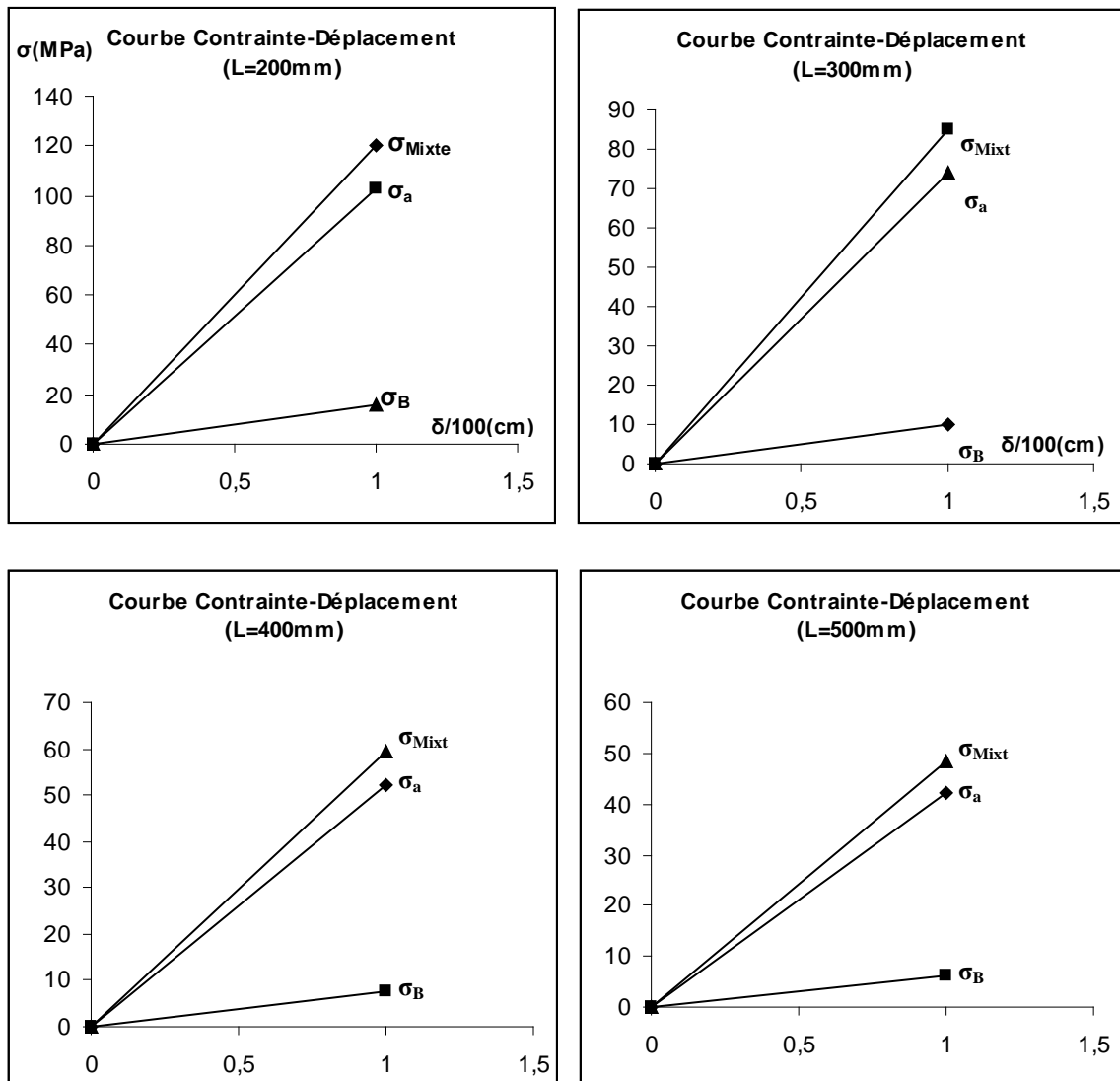


Fig (7.2): Courbe contrainte - déplacement

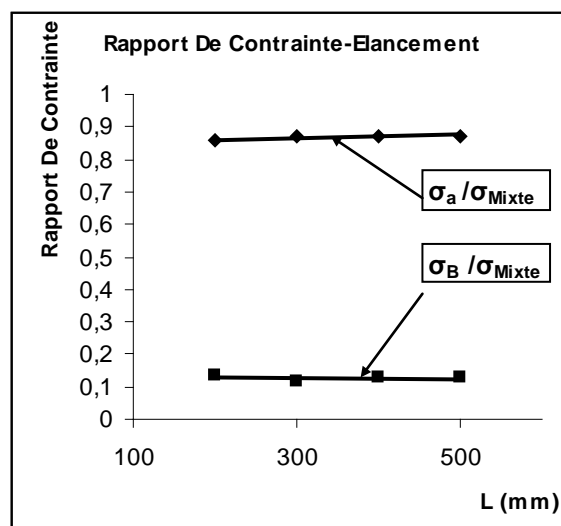


Fig (7.3) : Rapport de contrainte-elancement

Conclusion

D'après les résultats représentés précédemment en conclut que la contrainte maximale est observée au milieu des éprouvettes et plus l'élançement augmente la contrainte diminue.

L'ajout du béton (éprouvettes mixtes) à améliorer considérablement la rigidité et la contrainte par rapport aux spécimens creux.

III V ertipahC elatanmirépxE eitrap

VIII.1. Introduction

L'utilisation du laitier sous ses deux formes granulées et cristallisées comme granulats dans la confection des bétons est peu répondeu. Peu d'études ont été faites et peu de travaux lui ont été consacrées, cela pour plusieurs raisons :

- La plus grande partie de la production est granulé pour être utilisée en cimenterie.
- Le laitier cristallisé est utilisé exclusivement en assise de chaussée.
- La méconnaissance du laitier cristallisé en qualité de granulat.

En ce qui concerne l'emploi des laitiers du complexe sidérurgique d'EL HADJAR dans la fabrication des bétons, cette option est restée au stade d'étude dans les laboratoires. La vulgarisation du laitier cristallisé par des études et à travers des rencontres, son bas prix et sa disponibilité sont des facteurs qui pourraient inciter les constructeurs à s'intéresser à ce granulat et l'intégrer dans la composition des bétons.

Le laitier cristallisé est un granulat pouvant être utilisé comme gros granulats dans le béton qui est alors appelé béton de laitier.

Dans cette étude huit éprouvettes de section rectangulaire dont les caractéristiques géométriques sont présentées dans les tableaux (a, b) sont testés a la compression axial sous chargement monotone d'une vitesse de chargement égale 0,4 tf/s a l'aide d'une machine de compression d'une capacité de 50tf au laboratoire de genie civil a l'université de ANNABA.

Tableau (a) Eprouvettes vides

	H(mm)	B(mm)	e(mm)	L(mm)
V1	97	72	2,4	196
V2	99	69	2,5	298
V3	97	71	2,3	390
V4	100	70	2,4	490

Tableau (b) Eprouvettes remplis du béton

	H(mm)	B(mm)	e(mm)	L(mm)
P1	99	72	2,4	196
P2	100	71	2,5	295
P3	98	68	2,3	390
P4	98	70	2,3	490

Quatre spécimens de section rectangulaire creuse formée d'un double U en acier laminé a froid de défèrent élancement (200, 300, 400, 500) mm soudée a l'aide de l'arc électrique (soudure partielle).

Les autres quatre éprouvettes sont de même ordre de grandeur que les précédentes mais elle sont remplis du béton à base de laitier cristallisée (gravier remplacer par le laitier cristallisé) provenant des hauts fourneaux du complexe sidérurgique d'EL HADJAR (le laitier broyer pendant 12h au laboratoire avant l'utilisation).

VIII.2. Caractéristique de l'acier utilisé

L'acier utilisé pour la confection des sections rectangulaires est un acier formé de U laminé à froid dont les caractéristiques mécaniques sont :

Module de Young $E_a = 205000 \text{ MPa}$

Contrainte d'écoulement $\sigma_e = 300 \text{ MPa}$

VIII.3. Composition du béton utilisé

Le béton proposé est à base de laitier cristallisé concassé de la fraîche production au complexe sidérurgique d'EL HADJAR de fraction de 10mm.

Les caractéristiques de laitier utilisé sont :

Masse volumique apparente = 1360 Kg/m^3

Masse volumique absolue = 2800 Kg/m^3

$D_{\max} = 10 \text{ mm}$

Le rapport ciment eau est égale à 0,5, alors que le dosage en ciment est de 350 Kg/m^3 de béton. Le sable et le laitier concassé sont d'un rapport égale à $G/S = 2$ (en volume).

L'affaissement au cône d'ABRAMS du béton est égal à 7cm

La densité du béton est de l'ordre de 2,45

La résistance moyenne à 28 jours est $\sigma_b = 20 \text{ MPa}$

VIII.4. Condition de préparation et de conservation des échantillons

La préparation des éprouvettes qui consiste à remplir en béton des tubes en acier s'est effectuée au laboratoire. On a préconisé une vibration faible avec un piquage.

Les spécimens ont été conservés dans un milieu frais pendant 3ans.

VIII.5. Procédure de collage des jauges

Les jauges utilisées ont une résistance égale à 100 et un coefficient de jauge égale à 2. Sur toutes les éprouvettes nous avons collé au milieu une jauge verticale pour la mesure de déformation en compression et sur le côté opposé une jauge horizontale pour les déformations en traction, sauf l'éprouvette P2 et V2 à cause de nombre limité des jauges disponibles.

L'enregistrement de la force est aussi déterminé à l'aide d'une jauge collée sur la tige de presse de compression, et à l'aide d'un coefficient de passage on peut transformer la déformation en une charge. Ce coefficient est déterminé par l'opération de calibration de jauge de force $CP_{moyenne} = 0.137$ [fig(8.1), (8.2) et (8.3)]

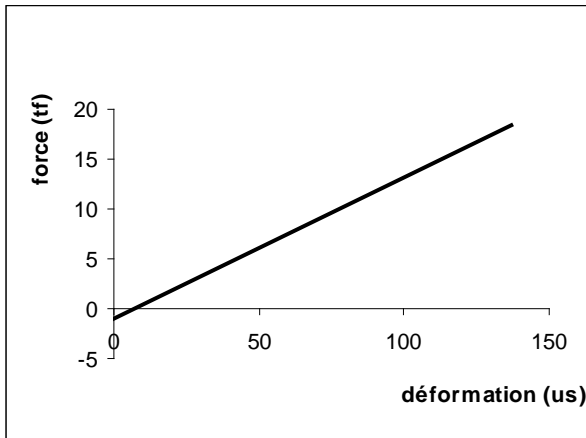


Fig 8.1 : Calibration 1 (CP=0.14)

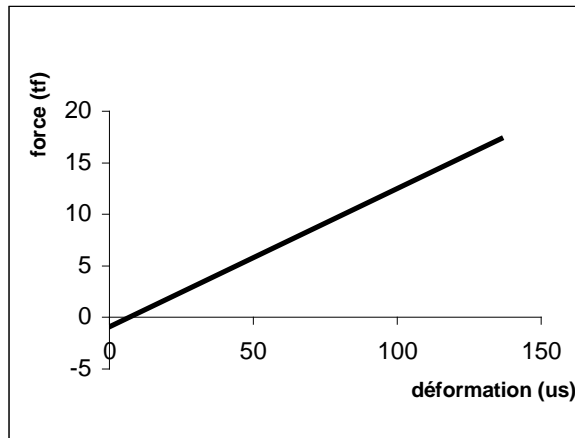


Fig 8.2 : Calibration 2 (CP=0.134)

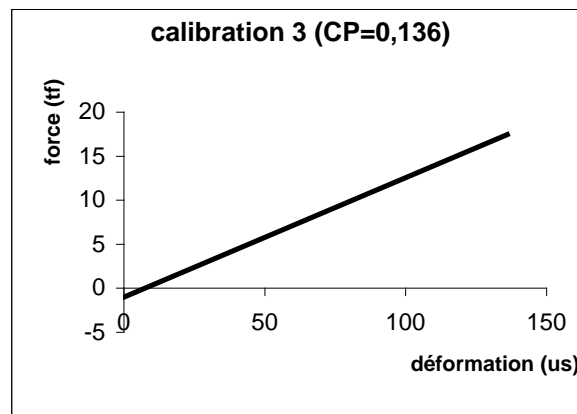


Fig8.3 : Calibration 3 (CP=0.136)

La procédure de collage des jauges est la suivante :

- traçage de milieu de chaque éprouvette ;
- nettoyer la zone de milieu nécessaire au collage de la jauge à l'aide de papier vert ;
- nettoyage de la surface par de coton et de l'eau ;
- nettoyage de surface par un coton est de dissolvant puis laissé l'éprouvette jusqu'au séchage de dissolvant ;
- collage de la jauge ;
- vérification de la résistance de la jauge à l'aide d'un ampère mètre (120 Ω) ;
- collage des terminales nécessaires pour la soudure des fils ;
- soudure des fils par l'éteint ;
- vérification de la résistance des jauges sur les fils soudés.

VIII.6. Etalonnage de la machine de compression

Avant d'entamer tout essais il faut l'étalonnage de la machine, cette opération consiste à vérifier le taux d'erreur dans la machine. Pour cela, on prend l'anneau d'étalonnage disponible au laboratoire et de lui centré dans la machine de compression puis charge par un incrément de charge (2t). Sur l'anneau un comparateur donne les déformations de chaque incrément, ces valeur sont ensuite comparés au valeurs donnés par la fiche technique de l'anneau.

Après avoir entamé cette procédure nous avons relevés un taux d'erreur égale a 12% par excès c'est-à-dire que la charge enregistré est divisée par 1,12

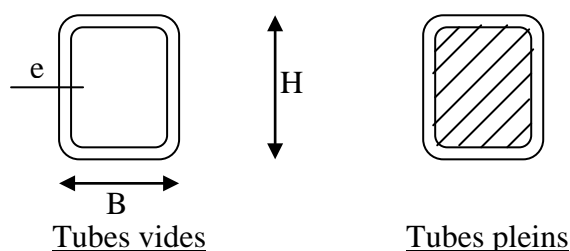
VIII.7. Essais de compression directe

L'introduction de l'échantillons dans la machine a été faite de façon a éliminer tout excentricité. Les surfaces des échantillons ont été préparées de façon à éliminer les imperfections de surface. La vitesse de chargement est de 0,4 tf/s.

La charge de rupture est atteinte lorsqu'il n'y a plus possibilité de toute augmentation du chargement et que le mécanisme de rupture commence à prendre place. La charge de la rupture est enregistrée sur l'ordinateur chaque 0,5s par l'intermédiaire d'une chaîne de mesure.

Les déformations de la jauge de force enregistrées sont ensuite transformées en une charge par le coefficient de passage (CP=0,137).

Les déformations horizontales et verticales sont aussi enregistrées sur ordinateur par l'intermédiaire de la chaîne de mesure système 5000.



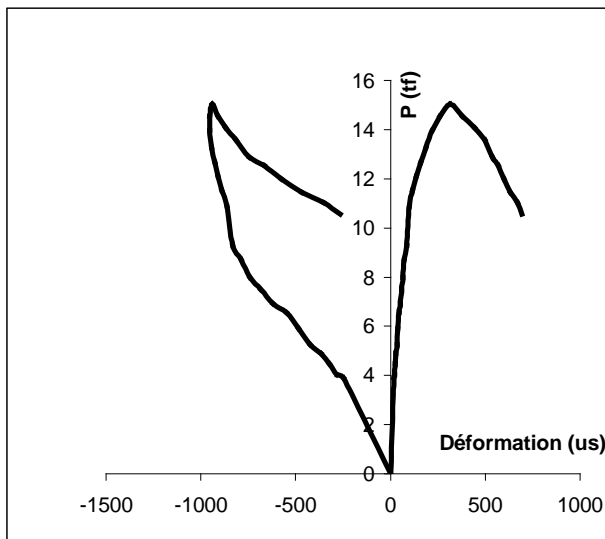
VIII.7.1. Essais de compression directe sur tube vide

a) Tube V1

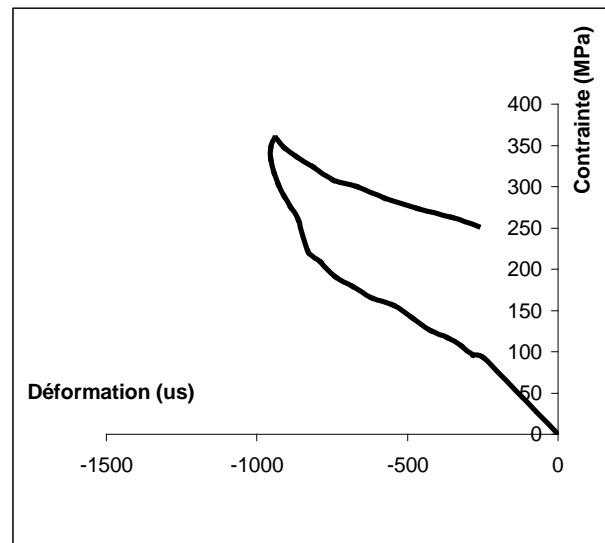
Au premier chargement la force de compression maximal atteinte est $P_{\max} = 15t$, l'éprouvette a subit un flambement local convexe au niveau de bout supérieur

(plateau fixe) sur les grand cotés ($\delta=14\text{mm}$, coté opposé $\delta=12\text{mm}$) et un flambement local concave sur le petit cotés ($\delta=10\text{mm}$), coté opposé intacte, ceci a crée une rotation de l'éprouvette, qui est a son tour provoqué l'inversement de la direction de la courbe de déchargement en amenant la jauge verticale a des déformation en traction comme présenté sur la courbe charge-déformation et contrainte-déformation figure (8.4)et (8.5)

La déformation longitudinale et transversale a l'atteinte de la charge maximale est $\varepsilon_L=939\mu\text{s}$, $\varepsilon_T=315.3\mu\text{s}$



**Fig8.4 : Courbe charge-déformation
1^{er} chargement (tube V1)**



**Fig8.5 : Courbe contrainte-déformation
(tube V1)**

Au deuxième chargement La charge maximale enregistré est égale a 11t ce qui implique que l'éprouvette a une résistance résiduelle de 73% P_{\max}

A la fin de l'essai les soudures ont restées intactes

b) Tube V2

La charge maximale atteinte au premier chargement est $P_{\max} = 14,6\text{t}$, l'éprouvette a subit une formation de flambement local convexe au niveau de bout supérieur sur les grand cotés avec $\delta=12\text{mm}$, coté opposé intacte. Sur les petits cotés un flambement local concave ($\delta=5\text{mm}$, coté opposé $\delta=2\text{mm}$)

La déformation longitudinale a l'atteinte de la charge maximale est $\varepsilon_L=1332,6\mu\text{s}$

Au deuxième chargement l'éprouvette à prouver une réserve de charge $P = 9\text{t}$ c'est-à-dire une résistance résiduelle égale a 61,6% P_{\max}

L'éprouvette a subi une augmentation du flambement local. Pour le grand coté $\delta=19\text{mm}$, coté opposée $\delta=10\text{mm}$. Sur les petits cotés ($\delta=9\text{mm}$, coté opposée $\delta=7\text{mm}$).

A la fin de l'essai les soudures Sont restées intactes

La courbe charge-déformation et contrainte-déformation sont présentée sur les figures (8.6), (8.7) et (8.8)

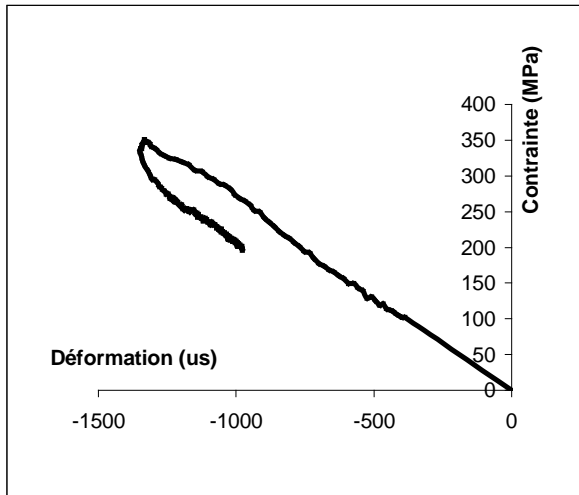


Fig8.6 : Courbe contrainte-déformation (tube V2)

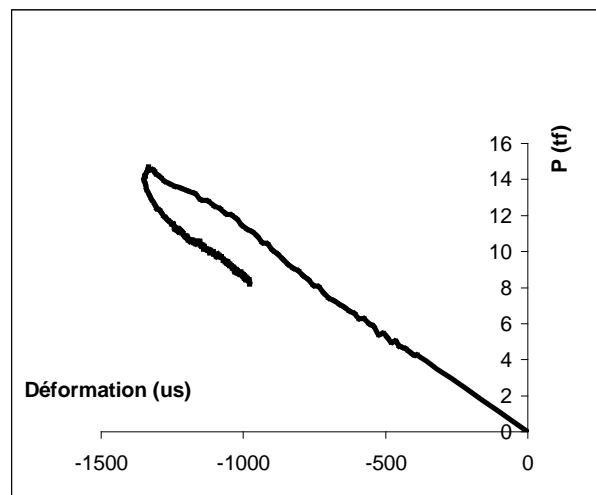


Fig8.7 : Courbe charge-déformation 1^{er} chargement (V2)

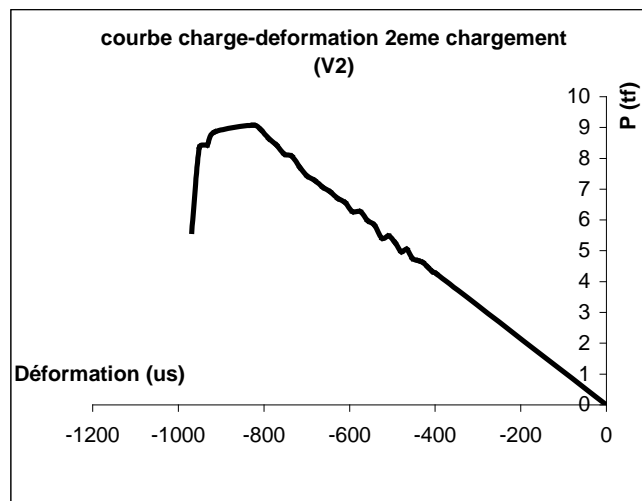


Fig8.8 : Courbe charge-déformation 2eme Chargement (V2)

c) Tube V3

Au premier chargement, la force de compression maximale atteinte est égale à $P_{\max} = 13\text{t}$. L'éprouvette a subi un flambement local concave sur les grands cotés au niveau de bout supérieur ($\delta=14\text{mm}$, coté opposée $\delta=13\text{mm}$). Sur les petits cotés un flambement local convexe ($\delta=5\text{mm}$).

La déformation longitudinale et transversale a l'atteinte de la charge maximale est $\epsilon_L=1760\mu s$, $\epsilon_T=650\mu s$

Au deuxième chargement la résistance résiduelle enregistré est égale a 7t c'est-à-dire une réserve de charge égale a 54% P_{max}

Le spécimen a subit une augmentation de flambement local dans les mêmes directions du premier chargement sur les grands coté, flambement local concave ($\delta=18mm$, côté opposé $\delta=16mm$), sur les petits coté flambement convexe ($\delta=8mm$).

A la fin de l'essai les soudures ont restées intactes

La courbe charge-déformation et contrainte-déformation sont présentés sur les figures (8.9), (8.10) et (8.11)

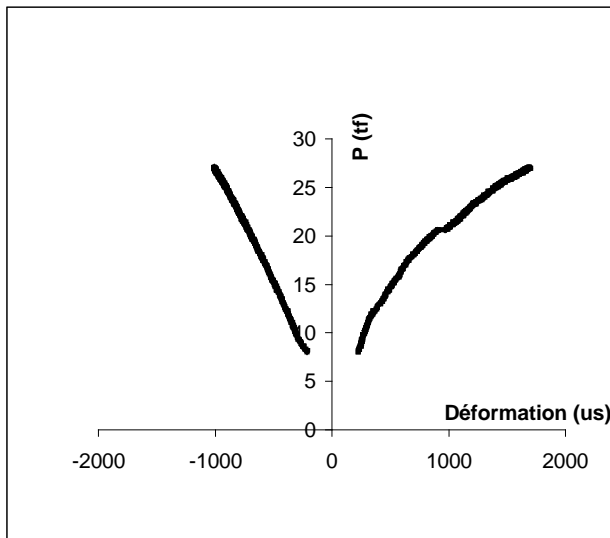


Fig8.9 : Courbe charge-déformation 2eme chargement (V3)

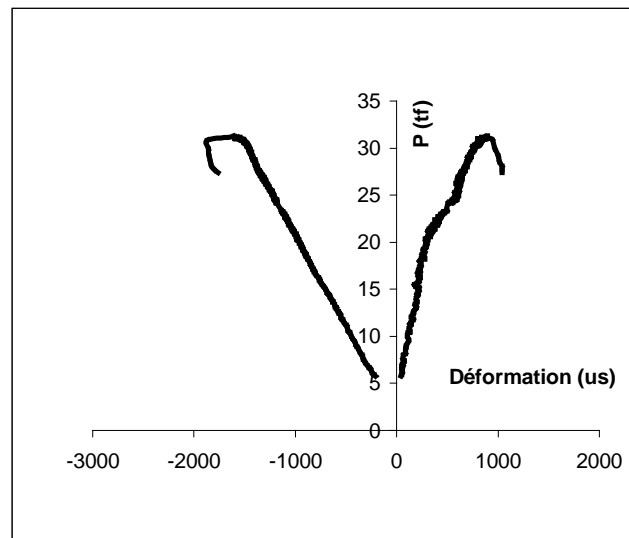


Fig8.10 : Courbe charge-déformation 1^{er} chargement (V3)

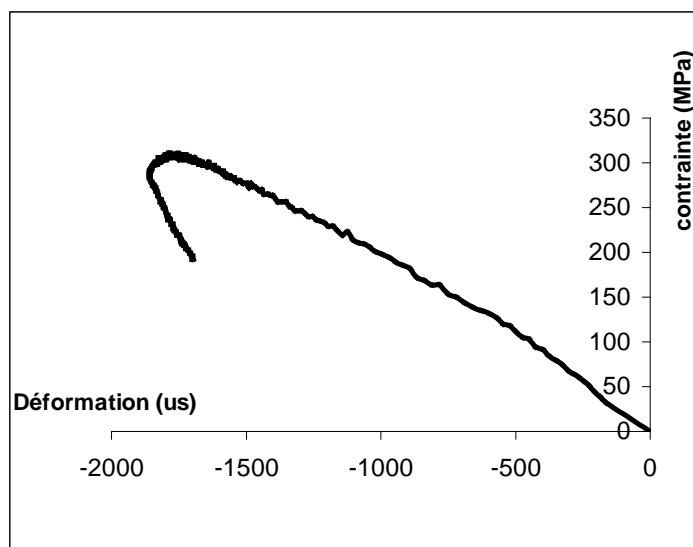


Fig8.11 : Courbe contrainte-déformation (V3)

d) Tube V4

La charge maximale enregistré au premier chargement est égale a $P_{\max} = 12t$
L'éprouvette a subit un flambement local convexe au niveau de bout supérieur sur les grands cotés ($\delta=16\text{mm}$) et un flambement local concave sur les petit cotés ($\delta=10\text{mm}$)

La déformation longitudinale et transversale a l'atteinte de la charge maximale est $\varepsilon_L=1335\mu\text{s}$, $\varepsilon_T=414\mu\text{s}$

Une deuxième plastification est formée au niveau de l'extrémité inférieur. Un flambement locale concave sur les petits cotés ($\delta=12\text{mm}$), grand coté intacte.
Le deuxième chargement n'est pas enregistré à cause d'un problème dans la jauge de force et qui a été remplacé par la suite pour les essais sur les tubes pleins. La charge donnée par le comparateur de la machine et égale a $6t$ c'est-à-dire un résistance résiduelle égale a $50\% P_{\max}$

A la fin de l'essai les soudures ont restées intactes.

La courbe charge-déformation et contrainte-déformation sont présentés sur les figures (8.12) et (8.13)

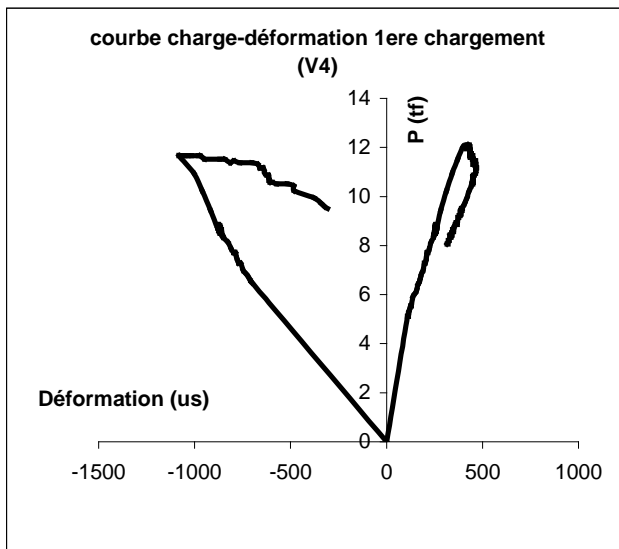


Fig8.12 : Courbe charge-déformation 1^{er} Chargement (V4)

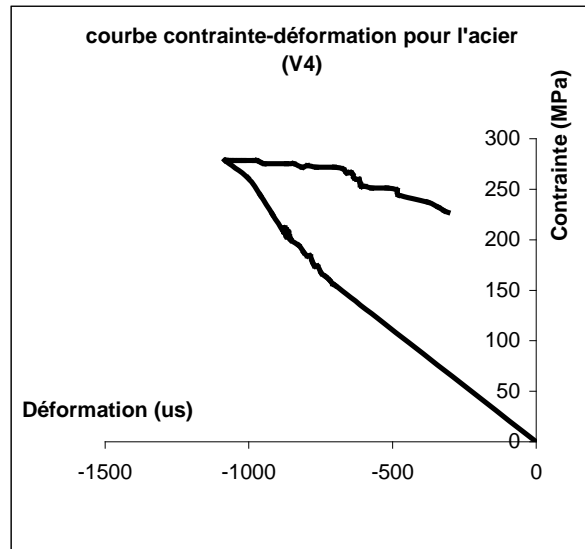


Fig8.13 : Courbe contrainte-déformation (tube V4)

On remarque que sur toutes les courbes des quatre spécimens vides que la partie descendante de déchargement est brutale ce qui implique que leurs comportements est fragile (rupture brutale).

D'après les résultats présentés des tubes vides on conclut que plus l'élancement augmente et plus la résistance maximale et résiduelle diminue.

VIII.7.2. Essais de compression directe sur les tubes pleins

a) Tube P1

Au premier chargement, la charge maximale enregistré est égale a $P_{\max} = 34,7t$. L'éprouvette a subit un flambement local convexe au niveau de bout supérieur sur le grand coté ($\delta=8\text{mm}$), coté opposée intacte. Sur les petits cotés un flambement convexe symétrique ($\delta=5\text{mm}$) avec un écrasement du béton a ce niveau.

A $1/2L$ une formation de flambement convexe sur le grand coté ($\delta=10\text{mm}$), coté opposée et petits coté sont intacte.

La déformation longitudinale et transversale a l'atteinte de la charge maximale est $\varepsilon_L=1241\mu\text{s}$, $\varepsilon_T=1035\mu\text{s}$

Au deuxième chargement la formation de flambement convexe symétrique sur les petits cotés ($\delta=17\text{mm}$) a $1/2L$ a provoquer le collage des jauges c'est a cette raisons que la courbe charge-déformation n'est pas enregistré. La charge relevée de comparateur de la machine est $P=16t$ c'est-à-dire une réserve de charge égale a $46\% P_{\max}$ (un éclatement de soudure est remarquer au deuxième chargement). La courbe charge-déformation de premier chargement est présentée sur la figure (8.14)

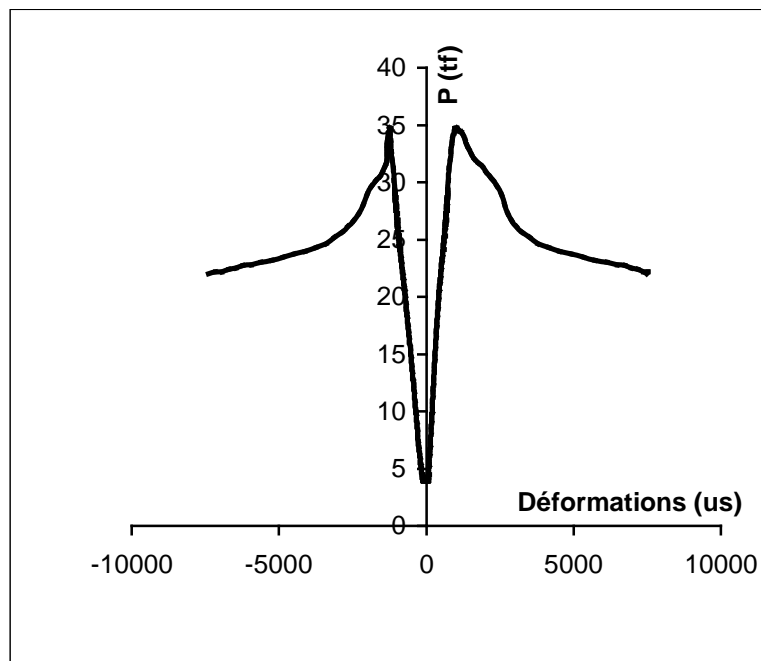


Fig8.14 : Courbe charge-déformation 1^{er} chargement (P1)

b) Tube P2

La charge maximale enregistré au premier chargement est $P_{\max} = 34t$. L'éprouvette a subit un flambement local convexe symétrique au niveau de bout supérieur. Sur le petit coté $\delta=6mm$, pour les grands cotés $\delta=13mm$, coté opposée $\delta=8mm$

Un écrasement du béton est observé au niveau de bout supérieur et les soudures ont restés intactes.

La déformation longitudinale a l'atteinte de la charge maximale est $\varepsilon_L=1471\mu s$.

Au deuxième chargement la charge maximale enregistrée est $P=17t$ ce qui implique une résistance résiduelle de 50% P_{\max} . L'éprouvette a subit une augmentation de flambement dans les mêmes sens qu'au premier chargement (grand coté $\delta=22mm$, coté opposée $\delta=13mm$, petits cotés $\delta=13mm$).

Un éclatement de soudure est observé sur le grand coté au deuxième chargement.

La courbe charge-déformation de premier et de deuxième chargement est présentée sur les figures (8.15) et (8.16)

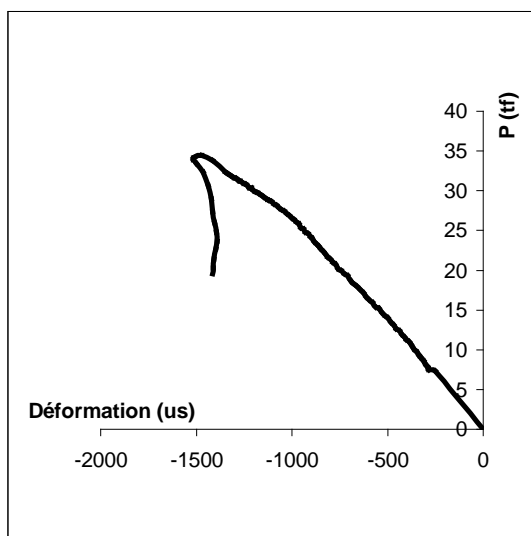


Fig8.15 : Courbe charge-déformation
1^{er} chargement (P2)

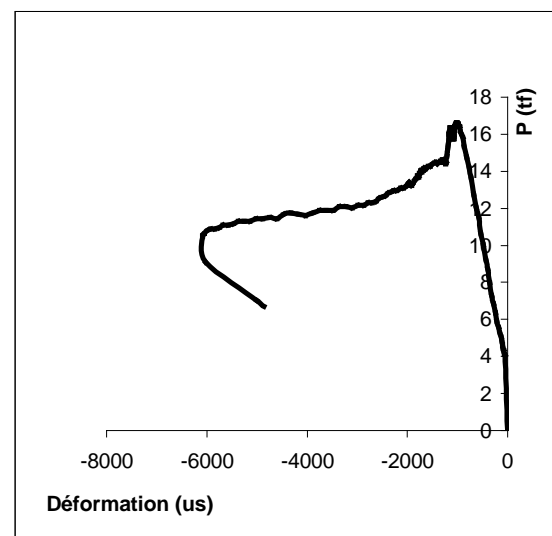


Fig8.16 : Courbe charge-déformation
2eme chargement (P2)

c) Tube P3

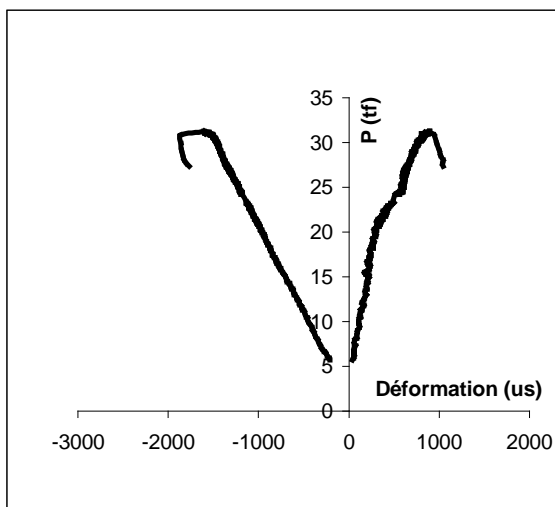
La charge maximale enregistré au premier chargement est $P_{\max} = 31t$. L'éprouvette a subit un flambement convexe sur le grand coté non soudé ($\delta=10mm$), coté opposée intacte. Sur le petit coté un flambement symétrique convexe ($\delta=6mm$).

Un écrasement du béton est observé au niveau de bout supérieur et les soudures ont restés intacts.

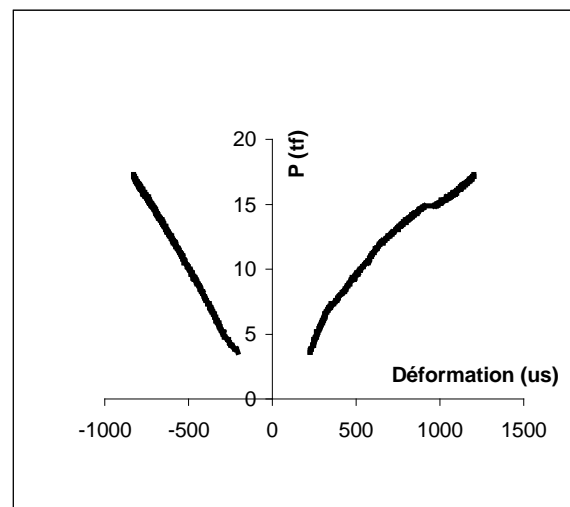
La déformation longitudinale et transversale a l'atteinte de la charge maximale est $\varepsilon_L=1560\mu\text{s}$, $\varepsilon_T=868\mu\text{s}$

Au deuxième chargement l'enregistrement a donner une charge maximale $P=17\text{t}$ c'est-à-dire une résistance résiduelle de 54% P_{max} . L'éprouvette à subir une augmentation de flambement dans les mêmes sens précédentes. Sur les grands cotés ($\delta=22\text{mm}$, coté opposée $\delta=11\text{mm}$), petits coté ($\delta=8\text{mm}$).

La courbe charge-déformation de premier et de deuxième chargement est présentée sur les figures (8.17) et (8.18)



**Fig8.17 : Courbe charge-déformation
1^{er} chargement (P3)**



**Fig8.18 : Courbe charge-déformation
2eme chargement (P3)**

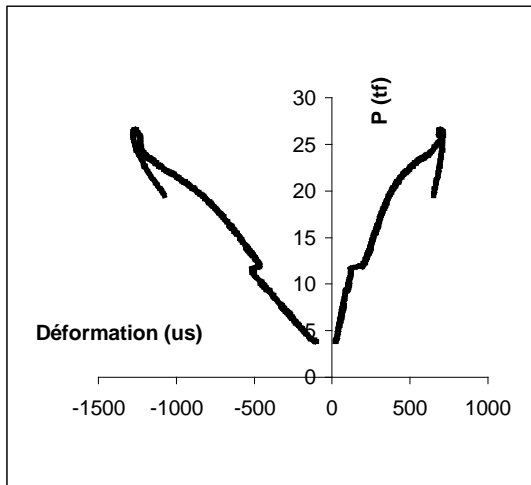
c) Tube P4

L'enregistrement au premier chargement a donner une charge maximale égale a $P_{\text{max}}=26.5\text{t}$. Le spécimen a subir un cloquage convexe sur les grands et les petits cotés au niveau de bout inférieur (grands cotés $\delta=8\text{mm}$, petits cotés $\delta=3\text{mm}$).

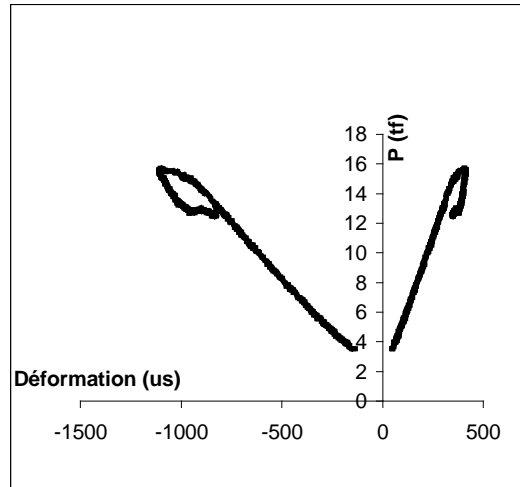
La déformation longitudinale et transversale a l'atteinte de la charge maximale est $\varepsilon_L=1586\mu\text{s}$, $\varepsilon_T=787\mu\text{s}$

Au deuxième chargement la résistance résiduelle enregistré est $P=15.6\text{t}$ ce qui implique une réserve de charge égale a 59% P_{max} . L'éprouvette a subir une augmentation de cloquage convexe dans le même niveau précédant (grands cotés $\delta=22\text{mm}$, petits cotés $\delta=10\text{mm}$).

La courbe charge-déformation de premier et de deuxième chargement est présentée sur les figures (8.19) et (8.20)



**Fig8.19 : Courbe charge-déformation
1^{er} chargement (P4)**



**Fig8.20 : Courbe charge-déformation
2eme chargement (P4)**

Sur la courbe de 1ere chargement de l'éprouvette P4 on remarque une formation d'un palier puis continuité d'augmentation de chargement, ce palier représente la redistribution de la charge de l'acier vers le béton.

On remarque que le comportement est resté fragile (rupture brutale) pour les éprouvettes plein mais il y a une amélioration considérable de la résistance par rapports aux tubes vides.

Les échantillons pleins (P2, P3, P4) après avoir subis l'essai de compression simple jusqu'à la rupture ont fait l'objet d'un examen d'état. L'acier a été tronçonné au niveau de la section médiane. Nous avons constaté que le béton est resté intact à ce niveau (voir Fig8.21).



Fig 8.21 : Etat du béton loger dans les éprouvettes pleines P2, P3, P4



Fig 8.22 : Epreuves pleines après essais de compression



Fig 8.23 : Eprouvettes vides après essais de compression



Fig 8.24 : Eprouvette V1 centré dans la presse de compression

Chapitre IX

Développement D'un Programme En Fortran DEFSIN

L'objectif de ce chapitre est d'effectuer une comparaison des résultats expérimentaux avec ceux données par une méthode analytique programmée appelée déformation sinusoïdale qui suppose que l'allure de déformation de l'acier est sinusoïdal. Dans ce but, un programme en fortran a été développé.

IX.1 Principe de la méthode

Le principe de cette méthode est de supposer que la déformation a une allure sinusoïdale de la forme :

$$\Delta = \Delta_0 \sin (\pi x / L) \quad (78)$$

Dont Δ_0 : est l'amplitude de la déformée à mi-portée.

L : est la longueur de la colonne considérée dans le plan de flexion

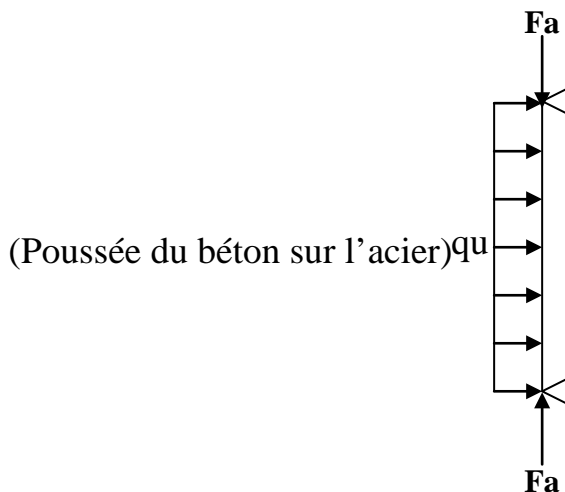
La courbure correspondante s'exprime par :

$$\Phi = \delta^2 \Delta / \delta x^2 \quad (79)$$

$$\Phi = (\pi^2 / L^2) \Delta_0 \sin (\pi x / L) \quad (80)$$

Pour $x = L/2$ on aura :

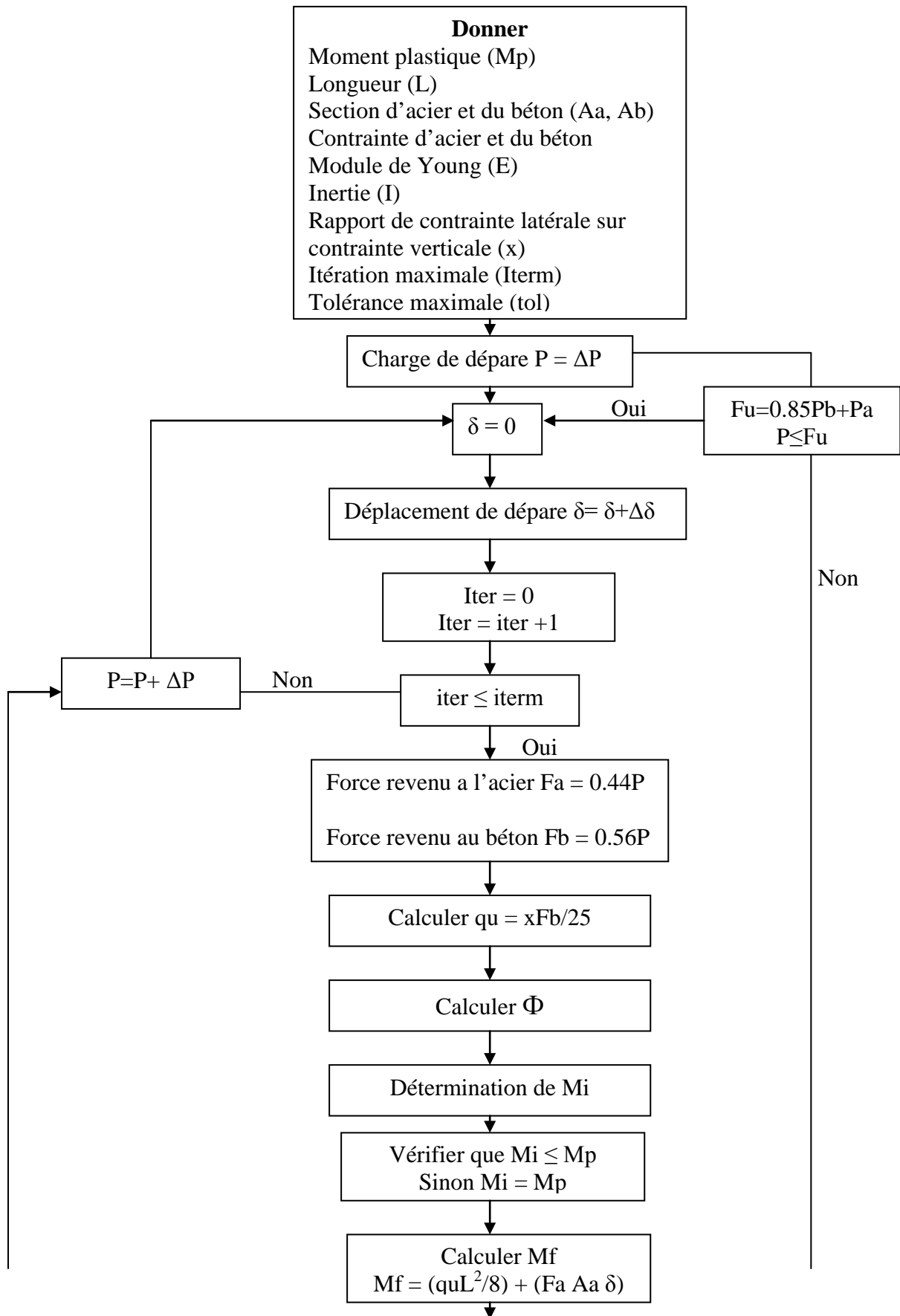
$$\Phi = \Delta_0 \pi^2 / L^2 \quad (81)$$

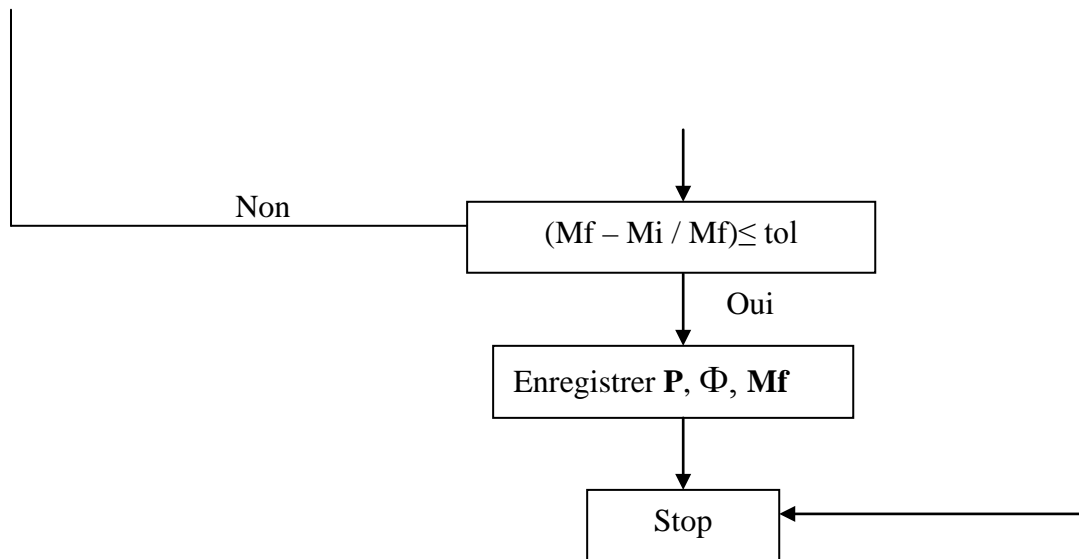


La procédure de programme est de faire une boucle de force jusqu'à l'atteinte de la force ultime ($F_u = 0.85F_b A_b + F_c A_c$) d'où F_c , F_b et A_b , A_c sont respectivement la contrainte et la section de l'acier et du béton. A l'intérieur de cette boucle une autre boucle de déplacement qui varie jusqu'à un déplacement maximal dont à chaque fois en calcul la courbure Φ par la formule (73) ensuite déterminé le moment interne M_i et le moment de flexion M_f , après avoir calculé M_i il faut vérifié que M_i est inférieur ou égale au moment plastique de la section

Mp. Le processus s'arrête lorsque l'équilibre est satisfait ($(M_f - M_i) / M_i \leq$ tolérance maximale).

L'organigramme de la méthode d'analyse et présenter ci-dessous





Hypothèses de calcul

Les hypothèses de calcul supposé sont les suivantes :

- une interaction parfaite entre l'acier et le béton ;
- la section plane avant déformation reste plane après déformation ;
- la résistance en traction du béton est supposée négligeable ;
- le comportement de l'acier est supposé élastique parfaitement plastique.

IX.2 Présentation Des Résultats

Les résultats des charges maximale obtenue par le programme des éprouvettes pleins est vides sont représentés dans la Fig (9.1) et Fig (9.2) l'analyse de ces résultats montre que la charge maximale enregistré pour les tube pleins est égale a 39.4t et diminue avec l'augmentation de l'élancement pour atteindre 18.2t pour un élancement égale a 500mm. Pour les tubes vides la capacité portante maximale enregistrée est égale 20.1t et diminue avec l'augmentation de l'élancement pour atteindre 16t.

La comparaison de ces résultats avec ceux données par l'expérimentation montre que les charges données par le programme sur estime la capacité portante des éprouvettes pleines pour l'élancement $L=200\text{mm}$ de 12% et de 4% pour $L=300\text{mm}$, et sous estime la capacité portante des mêmes éprouvettes de 16% pour $L=400\text{mm}$ et de 31% pour $L=500\text{mm}$. Pour ce qui concerne les éprouvettes vides le programme sur estime leur capacité portante de 25%. Donc il sera préférable au futur de faire une modélisation non linéaire par élément finis avec prise en compte de la non linéarité géométrique et matérielle pour avoir des résultats plus fiables.

De la Fig (9.3) qui représente la courbe moment interne en fonction de la courbure pour les spécimens pleins en conclus que le moment interne augmente avec l'augmentation de la courbure jusqu'à l'atteinte de moment maximale interne (moment plastique) où on aura une augmentation de courbure sans augmentation de moment. Le moment interne maximale M_i atteint est égale 22.98 KN.m et qui diminue avec l'augmentation de l'élancement pour atteindre 17.8 KN.m pour un élancement égale a 500mm. Ainsi que pour la courbure plus l'élancement augmente est plus la courbure diminue.

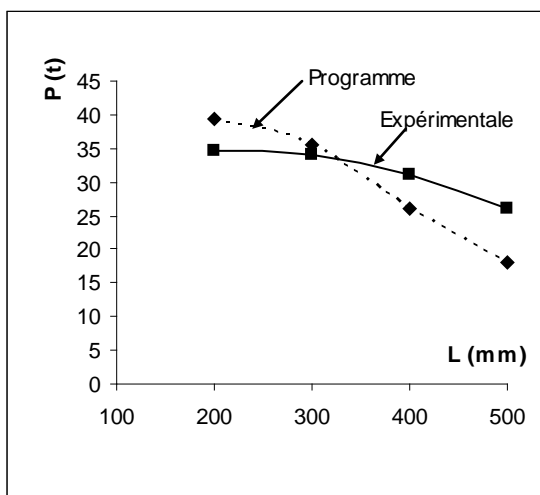


Fig (9.1) : Courbe charge-élancement (tubes pleins)

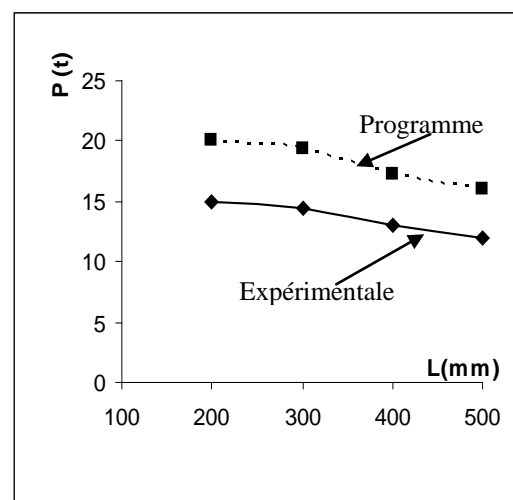


Fig (9.2) : Courbe charge-élancement (tubes vides)

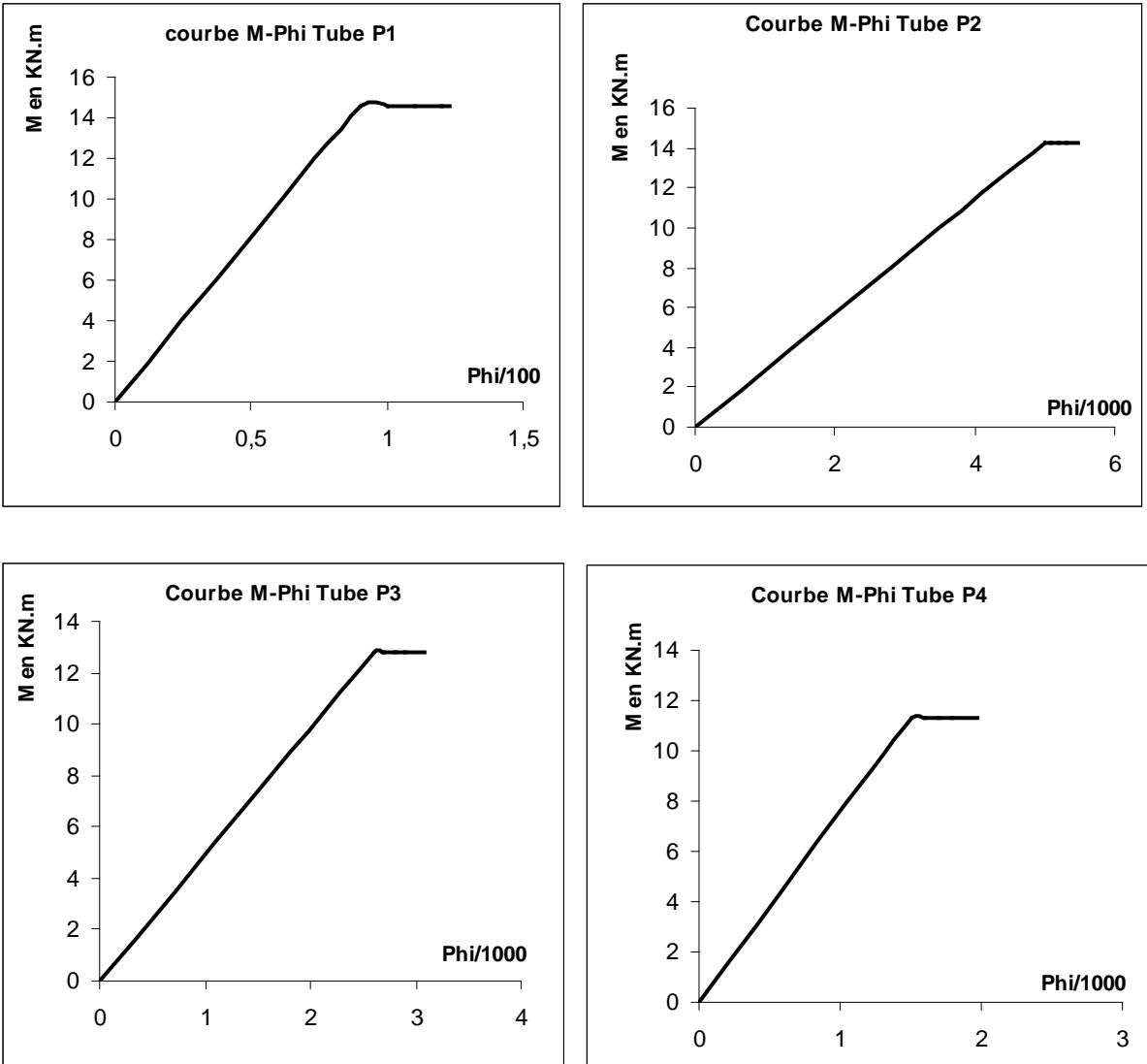


Fig (9.3) : Courbe M – Φ (tubes pleins)

Discussion

Les poteaux remplis du béton a base de laitiers concassés testés sous la compression axiale ont montrés une amélioration considérable de la résistance par rapport aux tubes vides. Le rapport des charges de rupture (remplis/vides) indique un gain de résistance atteignant la valeur de 2.3 et décroît jusqu'à environ 2.2 avec l'augmentation de l'élançement de la pièce Fig (10.1).

La Fig (10.2) montre la variation de la charge de rupture en fonction de l'élançement pour le cas des poteaux pleins et vides, on remarque que plus l'élançement augmente est plus la charge de rupture diminue pour les deux cas mais avec une vitesse de diminution moins importante pour les tubes vides.

Tableau Récapitulatif I

	Charge maximale (tf)	Déformation longitudinale (us)	Déformation transversale (us)
Tube V1	15	939	315.3
Tube V2	14.4	1332,6	
Tube V3	13	1760	650
Tube V4	12	1335	414
Tube P1	34.7	1241	1035
Tube P2	34	1471	
Tube P3	31	1560	868
Tube P4	26	1586	787

Tableau Récapitulatif II

	Charge maximale EC3 (tf)	Charge maximale EC4 (tf)	Charge maximale Programme (tf)
Tube V1	24.6		20.1
Tube V2	25.8		19.4
Tube V3	21.2		17.3
Tube V4	20.6		16
Tube P1		30.2	39.4
Tube P2		30.9	35.5
Tube P3		28.1	26
Tube P4		28.6	18.2

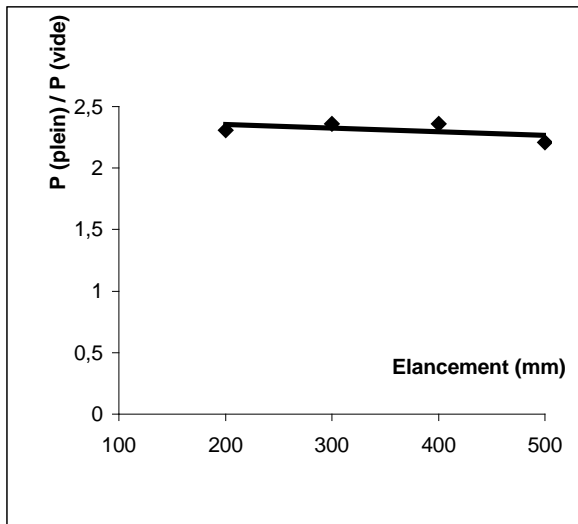


Fig (10.1) : Courbe rapport de charge-élancement

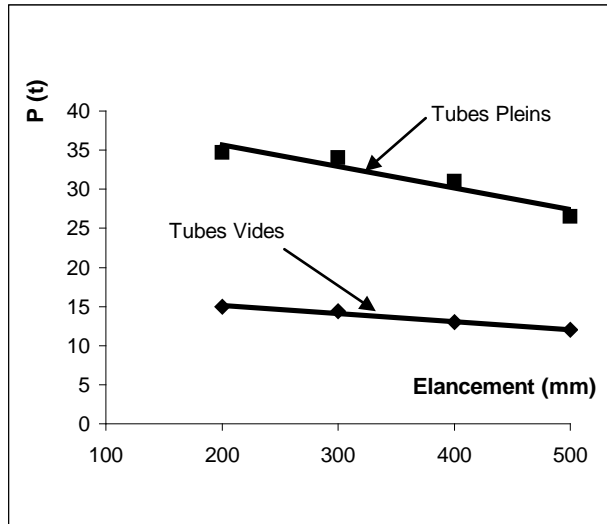


Fig (10.2) : Courbe charge-élancement

La courbe rapport de contrainte – élancement indique que le rapport de contrainte pour l'acier et le béton (σ_a/σ_e et σ_b/σ_{b28}) diminue avec la l'augmentation de l'élancement. La vitesse de chute de σ_b/σ_{b28} est importante par rapport à σ_a/σ_e . (Fig 10.3)

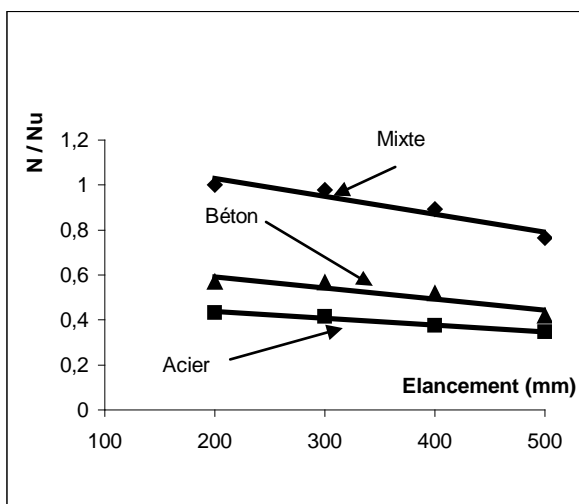
La relation entre σ_b/σ_{b28} et σ_a/σ_e peut être formulé par une droite linéaire de la forme $y = ax+b$ comme la montre la Fig (10.8).

La contribution de l'acier dans la résistance a atteint 0.43 et diminue jusqu'à 0.34 avec l'augmentation de l'élancement, par contre, la contribution du béton dans la résistance a atteint 0.57 et décroît jusqu'à 0.42 avec l'augmentation de l'élancement (Fig 10.4). On conclut que plus l'élancement diminue est plus le rapport de contribution de l'acier et du béton dans la résistance s'approche ce qui implique une meilleur ductilité est confinement.

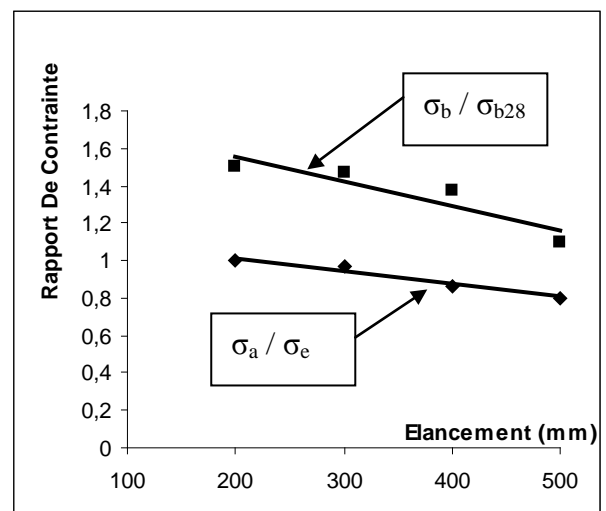
Le rapport de charge des résultats expérimentales avec ceux données par la prédiction de règlement eurocode 3 pour poteaux vides montre que ce dernier surestime la capacité portante des tubes vides de 71% a 79% ce qui implique qu'il n'est pas de coté de sécurité. Par contre l'eurocode 4 pour tubes pleins donne une bonne concordance des résultats ce qui signifie qu'elle sont de coté de sécurité. La comparaison des résultats expérimentaux des tubes pleins avec

ceux données par le programme DEFSIN montre que le programme sur estime la capacité portante des tubes pleins pour l'élancement ($L=200\text{mm}$, 300mm) et la sous estime pour ($L=400\text{mm}$, 500m) .par contre il sur estime la capacité portante des éprouvettes vides de 25% pour les différents élancement. (Fig10.5 et Fig10.6)

La comparaison des résultats de charge de rupture enregistrée après 28 jours de confection des poteaux courts remplis du béton à base de laitier avec ceux enregistrées après 3ans de leurs confections ont montrée l'influence du temps sur la résistance de ces dernier (Fig10.7). Le rapport de charge entre les colonnes testés après 3ans et ceux testés à 28 jours atteint 1.7 et diminue jusqu'à 1.1 avec la diminution de l'élancement.



Fig(10.4): Contribution de l'acier et du béton dans la résistance



Fig(10.3): Rapport de contrainte-élancement

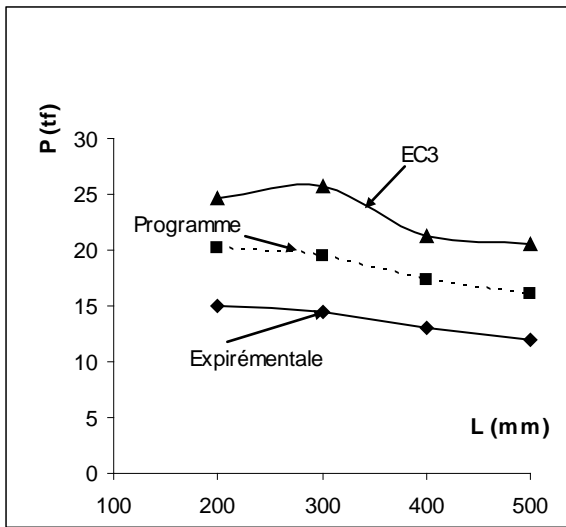


Fig (10.6): Courbe charge-elancement (tubes vides)

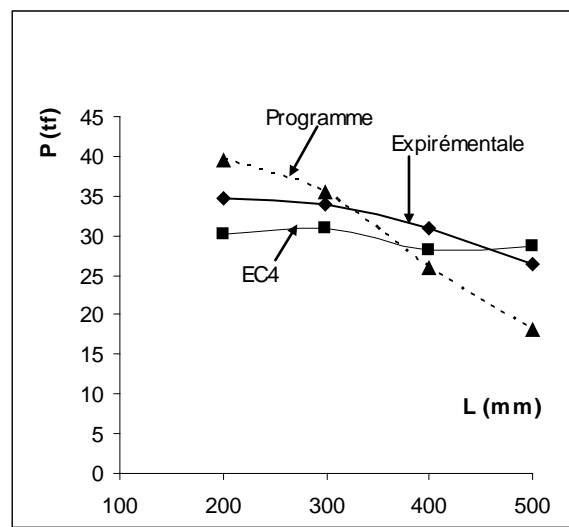


Fig (10.5): Courbe charge-elancement (tubes pleins)

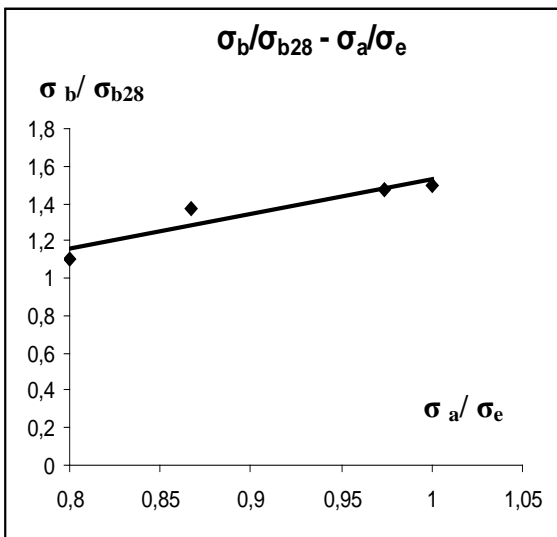


Fig (10.8): Rapport de contrainte béton - Rapport de contrainte acier

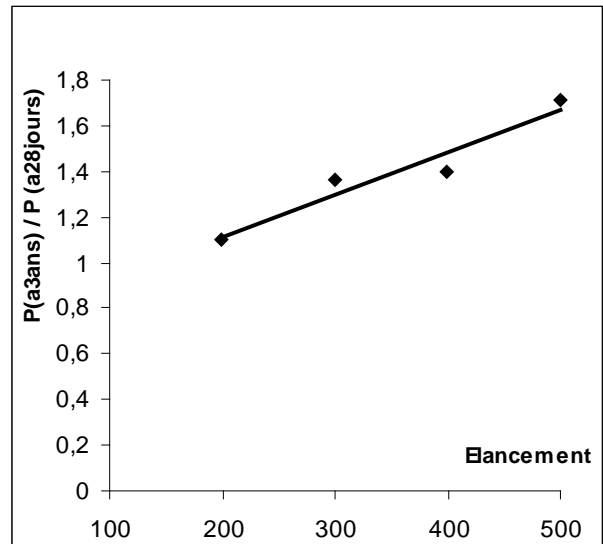


Fig (10.7): Rapport de charge après 3ans et a 28 jours

Conclusion

Les essais effectués sur les tubes laminés à froid et soudés vides ou remplis de béton à base de gravier de laitier d'El-Hadjar nous ont permis de faire les conclusions suivantes :

- Les phénomènes d'instabilité locale sont prédominant pour le cas de tube vides. Une réduction de la capacité portante de ces derniers est remarquable avec l'augmentation de l'élancement ;
- Le rajout d'un béton à base de laitier granulé apporte une amélioration nette de la capacité portante des tubes. Cependant il y a aussi réduction de la capacité portante avec l'augmentation de l'élancement des pièces ;
- Le taux de résistance résiduelle varie entre 0.73 à 0.5 pour les tubes vides et entre 0.46 à 0.59 pour les tubes remplis après un cycle de chargement à la rupture ;
- Le gain de résistance atteint une valeur de 2.3 avec le rajout du béton à base de laitier granulé et diminue avec l'augmentation de l'élancement des pièces pour atteindre une valeur de 2.2 ;
- Le temps de conservation des éprouvettes pleines a montré une influence positive sur la capacité portante.

Recommandations

Il est recommandé pour des travaux futurs d'étudier :

- Faire une étude expérimentale sur le comportement des poteaux courts sous charge excentré ;
- Une modélisation non linéaire avec prise en compte de la non linéarité géométrique et matérielle pour valider les résultats expérimentaux ;
- L'utilisation des sections pleines comme élément de poutre ;
- Il serai aussi intéressant de voir la micro structure de béton a base de laitier cristallisée concassée après une durée important de son collage ;
- Etudier l'adhérence acier béton pour le cas de ces colonnes ;
- Comparer les résultats obtenue des colonnes pleins en acier doux laminer a froid et soudée avec ceux donner par des profils pleins en acier laminer a chaud;
- Estimer les contraintes résiduelles pour le cas des profils en acier laminer a froid ;
- Remplacer le sable par le laitier granulé dans la composition du béton et voir l'effet de celui-ci sur la résistance en fonction de temps de durcissement du béton ;
- Comparer le comportement des poteaux pleins a section carrée ou circulaire avec celle de section rectangulaire.

- Il sera intéressant de voir le comportement de ces spécimens sous feu.

Références Bibliographiques

- [1] J.JANSS, R.BALLY
Dimensionnement des colonnes mixte acier-béton, C.M N°3-1977 16P.
- [2] Dr. H. Shakir-Khalil , J. Zeghiche
Experimental behaviour of concrete-filled rolled rectangular hollow section columns
Journal of the institution of the structural engineer pp346-353
- [3] H.S.Khali and Mouli
Further tests on concrete-filled rectangular hollow section columns
Journal of the structural engineer, 68, N°20, 16 October 1990,pp405-413
- [4] H.S.Khalil, M.Wakbayashi and Masvo
Experimental evaluation of the effect bond on the maximum capacity of composite columns
Journal of construction steel research, 22, N01, 1992, pp39-55
- [5] H.S.Khalil
Push-out strength of concrete filled steel hollow section
Journal of the structural engineer, 71, N°13, 6 july 1993,pp234-241
- [6] U.G.L.Prion and J.Boehme
Behaviour of steel tubes filled with high-strength concrete
Canadian journal of civil engineering, 1994, N°2, pp207-218
- [7] S.Eltawil, C.F.Sanzpicon and G.C.Deirlein
Evaluation of ACI-318 and AISC (LRFD) strength provisions for composite columns
Journal of structures engineering, 1995, N°3, pp209-213
- [8] P.R.Munor and C.C.T.HSU
Biaxially loaded concrete-encased composite columns
Journal of structures engineering-ASCE, 1997, N°13964, pp1576-1585
- [9] P.R.Munor and C.C.T.HSU
Behaviour of biaxially loaded concrete-encased composite columns
Journal of structures engineering-ASCE, 1997, N°12646, pp1163-1171
- [10] Y.C.Wang
Tests on slender composite columns, Journal of steel research, 1999, 49, N°1, pp25-41

- [11] J.Zeghiche and K.Chaoui
An experimental behaviour of concrete-filled steel tubular columns
Journal of constructional steel research, N°61, 2005, pp53-66
- [12] J.Rondal, R.Maquoi
Le flambement des colonnes en acier, Décembre 1984 N°338. 48p
- [13] J.Zeghiche
Concrete-filled rolled rectangular hollow section columns.
Thèse pour l'obtention du degré master a l'Université de Manchester
- [14] J.Zeghiche
Concrete-filled steel tubular columns
Thèse pour l'obtention du doctorat d'état a l'Université de Annaba
- [15] Construction métallique et mixte acier-béton, EC3 et EC4
- [16] W. F. Chen, D. J. Han
Tubular members in offshore structures, Pitman Advanced Publishing
- [17] J.B .Mander, M.J.N.Priestely et R.Park
Observed stress-strain behaviour of confined concrete,
Journal of structural engineering, vol 114, august1988
- [18] K.Sakai, S.A.Sheikh, 'What do we know about confined in RC columns'
ACI journal, april 1989
- [19] D.C.Kent, R.Park, 'Flexural members with confined concrete'
Journal of the structural division, july1971
- [20] B.D.Scott, R.Park, 'Stress-strain behaviour of concrete confined of overlapping hoops at low and high strain rates', ACI journal, january1982
- [21] R.Park, M.J.N. Priestely , ' ductility of square confined concrete columns '
Journal of structural engineering, vol 108, decembre 1982
- [22] S.A. Sheikh, S.M.Uzumeri, 'Analytical model for concrete confined in tied columns ',Journal of structural engineering, vol 108, decembre 1982
- [23] U.Ersoy, A.T.Tankut, 'The influence of strain history and strain gradient on confined concrete ', Canadian journal of civil engineering, vol14, 1987

- [24] S.R.Razvi, M.Saatcioglu, 'Strength and deformability of confined high strength concrete columns', ACI, nov-dec1994
- [25] D.Cusson, P.Paultre, 'High strength concrete columns confined by rectangulaire ties', Journal of structural engineering, vol 120, March 1994
- [26] S.A. Sheikh, D.V.Shah, 'confinement of high strength concrete colomns' ACI Journal, jan-feb1994
- [27] M.Saatcioglu, A.H.Salamat, 'confined columns under eccentric loading' Journal of structural engineering, vol 121, Nov 1994
- [28] B.Bousalem, N.Chick, 'Modeling of laterally confined normal strength concrete under compression loading', Proceedings of the international symposium on confined concrete, June 2004
- [29] D.Cusson, P.Paultre, 'Stress-Strain model for confined high strength concrete', Journal of structural engineering, vol 121, March 1995
- [30] A.Fafitis et al, 'Prediction of ultime behaviour of confined concrete columns subject to large deformation', Proceedings of the international symposium on confined concrete, June 2004
- [31] I.K.Fang et al, 'Strength and ductility of high strength tied columns', Poc. National.Sci.Conc.ROGA, vol 18 1994
- [32] P.Park, T.Paulay, 'Reinforced concrete structure', New-York,1975
- [33] S.Watson, F.A.Zahn, 'Confining reinforcement for concrete columns' Journal of structural engineering, vol 120, N°3687, June 1994
- [34] M.S.Al Haddad, 'Curvature ductility of reinforced concrete beams under low and high strain rates', ACI Journal, Sep 1995
- [35] M.J.N.Peirestly, R.Park, 'Strength and ductility of concrete bridge columns under seismic loading', ACI journal, Jan-Feb 1987
- [36] S.A.Seikh, C.C.Yen, 'Fluxural behaviour of concrete columns', ACI journal, May-June 1986
- [37] Watson et al, 'Smulated seismic loading tests in reinforced concrete conumns', Journal of structural engineering, vol 120,N°3688, June 1994

[38] Michel Prat, ‘ La Modélisation Des Ouvrage ‘, Edition Hermes.